Revista Internacional de
**Ingeniería
de Estructuras**

Vol. 22, 3, 281-326 (2017)

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE MEDIANA ALTURA FUERTEMENTE IRREGULAR EXISTENTE EN LA CIUDAD DE MÉXICO

REVIEW OF THE SEISMIC SAFETY OF AN EXISTING STRONGLY IRREGULAR, MIDRISE REINFORCED CONCRETE BUILDING IN MEXICO CITY

Arturo Tena Colunga, Gelacio Juárez Luna, Manuel E. Ruiz Sandoval Hernández, Hans I. Archundia Aranda
Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx

RESUMEN

Se presenta un estudio de la evaluación sísmica detallada de un edificio existente de concreto reforzado de catorce niveles y fuertemente irregular que se ubica en la zona de terreno blando de la Ciudad de México y que fue construido a fines de la década de los años sesenta. El objetivo del trabajo fue evaluar estructuralmente al inmueble en su condición actual y revisar que garantizase un nivel de seguridad estructural satisfactorio ante sismos intensos de acuerdo a la normatividad vigente de la Ciudad de México. Para ello, se realizaron inspecciones estructurales y levantamientos *in-situ* detallados, se hizo un estudio de vibración ambiental, se tomó información de pruebas de laboratorio hechas tanto a los elementos estructurales principales del inmueble (vigas, columnas, muros), al suelo de desplante, más la información de los planos estructurales y arquitectónicos muy completos con que se contaban del inmueble, de manera que se pudieran incorporar a los modelos de análisis y tomarse en cuenta a la hora de hacer las revisiones pertinentes. Se desarrolló un modelo estructural tridimensional muy completo del inmueble en el programa de análisis estructural ETABS, donde se modelan con rigor trabes acarteladas, vigas principales fuera de eje y vigas secundarias, se considera la potencial flexibilidad de los sistemas de piso, se modelan las aberturas de los mismos, se incluyen los muros de elevadores, escaleras, fachadas y sótanos, y se modela la interacción suelo-estructura. Se concluye, a reserva de realizar estudios más complejos mediante análisis dinámicos paso a paso no lineales, que con la revisión estructural hecha conforme al Reglamento vigente, se cumple razonablemente con un escenario reglamentario de seguridad contra colapso. Sin embargo, de presentarse el sismo severo considerado en los espectros de diseño del Reglamento, muy probablemente el edificio tendría que afrontar un escenario de cierre de operación para valorar los daños y tomar una decisión sobre su rehabilitación o su demolición, dependiendo del nivel de daño estructural severo que llegara a presentarse, por lo que se recomendó considerar la posibilidad de reforzarlo con disipadores de energía.

Recibido: Abril de 2017
Aceptado: Junio de 2017

Palabras clave: edificios de concreto reforzado, edificios fuertemente irregulares, irregularidades en planta y elevación, estado límite de prevención de colapso

ABSTRACT

The detailed seismic evaluation of an existing 14-story, strongly-irregular reinforced concrete (RC) building built in the 1960s and located in the soft soils of Mexico City is presented. The purpose of the seismic evaluation was to assess if the building in its actual conditions would satisfy the structural safety requirements of the ruling seismic code in Mexico City for strong earthquakes. For this purpose, the following studies and information were gathered: a) in-situ structural inspections, b) ambient vibration shaking tests, c) lab tests conducted for concrete cylinders taken from existing RC beams, columns and walls and for the soil underneath and, d) all existing architectural and structural blueprint information available for the original projects and upgrades along the time. Such information was very valuable both to build plausible analytical models and to assess the seismic capacity of the building. A very complete 3D model was built in ETABS, where the following aspects were modeled: a) main haunched beams, b) offset perimeter main beams, c) secondary beams, d) potential diaphragm flexibility, e) openings in the diaphragms, f) masonry infill walls in elevators and stairs, d) façade walls and hanging parapets, e) foundation walls and slabs and, f) soil-structure interaction. From the conducted study is concluded, that the building reasonably complies with the design earthquake scenario of Mexico´s Federal District Code (MFDC) for the collapse prevention limit state. Nevertheless, it is likely that if the maximum credible earthquake scenario considered in MFDC strikes Mexico City, it is likely that the building would experience a close of operations to evaluate an expected severe-controlled damage and then take a decision on whether this important building has to be demolished or upgraded, depending on the experienced extent of damage. Therefore, it was recommended to consider a seismic retrofit using hysteretic energy dissipation devices to upgrade this building to higher performances (operation) from the viewpoint of the people that uses the building.

Keywords: reinforced concrete buildings; strongly-irregular buildings; plan and elevation structural irregularities, collapse prevention limit state.

1 INTRODUCCIÓN

En las grandes metrópolis del mundo existe un inventario no despreciable de edificios que presentan importantes condiciones de irregularidad desde el punto de vista estructural y su respuesta ante sismos, dado que estas estructuras son normalmente de las más llamativas desde el punto de vista arquitectónico y, por ello, muy apreciadas por la ciudadanía y visitantes por su belleza. La Ciudad de México no está exenta de ellas, por lo que desde la época postrevolucionaria se comenzaron a construir muchas estructuras fuertemente irregulares, particularmente a partir de la década de los años cuarenta aproximadamente.

El diseño sismo-resistente de los edificios con irregulares estructurales es más complicado y debe ser más riguroso y conservador que para un edificio regular desde el punto de vista estructural, para garantizar un correcto desempeño

ante sismos intensos, pues se pueden desarrollar muchas respuestas dinámicamente indeseables, como se sintetiza y documenta de manera adecuada en otros trabajos (por ejemplo, Arnold y Reitherman 1986, Guevara 2009, Tena 2010). Sin embargo, la respuesta de muchas estructuras irregulares y fuertemente irregulares ante sismos de gran magnitud ha sido insatisfactoria, incluyendo a México y a los países de América latina, como se documenta en muchos trabajos (por ejemplo, Esteva 1963, Guerrero 1965, Rosenblueth y Prince 1965, Esteva *et al.* 1970, Meli *et al.* 1985, Orozco y Reinoso 2007, Tena 2010, Rangel *et al.* 2011).

Se puede decir que muchos de los edificios irregulares que sufrieron daño estructural severo o se colapsaron en sismos fuertes fueron construidos y diseñados conforme a reglamentos previos a la ingeniería sismorresistente moderna, es decir, antes de la década de los años setenta. En parte eso es verdad y es lo que se ha observado en los sismos más importantes ocurridos antes de 1990; sin embargo, también es cierto que en sismos más recientes se han observado daños severos e incluso colapsos en edificios construidos recientemente y conforme a reglamentos modernos, quizá siendo el caso más evidente el colapso de la Torre Alto Río en Concepción durante el sismo de Maule, Chile, el 27 febrero de 2010 (por ejemplo, Moehle 2010, Tena 2010).

Quizás uno de los problemas que aún enfrentan los ingenieros dedicados al diseño y proyecto estructural a inicios del siglo XXI es que aunque existen estudios dedicados a estudiar el impacto de las condiciones de irregularidad estructural ante solicitaciones sísmicas, normalmente éstos se enfocan a estudiar cada condición de irregularidad estructural por separado. Existen muy pocos estudios donde se considere el impacto que, en la respuesta sísmica, tienen dos o más condiciones de irregularidad estructural simultáneamente, y aún menos que tomen en cuenta diseños 100% hechos conforme a las reglamentaciones vigentes (por ejemplo, Basurto y Casillas 1996, Gómez *et al*. 1996, Tena *et al.* 1996a/b, Tena-Colunga 1996, Cheja 1997, Tena 1997, Tena 1998, Tena-Colunga and del Valle-Calderón 1998, Tena y González 1998, Villegas 1999, Tena 2001, Tena *et al.* 2001, Tena-Colunga 2004, Tena y Cheja 2005, Tena-Colunga 2010, Tena-Colunga y Villegas-Jiménez 2010). Aún más extraño es que se presenten los estudios realizados sobre la respuesta sísmica esperada de edificios fuertemente irregulares existentes en las grandes metrópolis, dando información técnica y algunos resultados de las simulaciones numéricas de su respuesta sísmica (por ejemplo, Basurto y Casillas 1996, Tena *et al.* 1996a/b, Tena 1998, Tena y González 1998, Tena *et al*. 2001), aunque parece que esto empieza a cambiar en tiempos recientes, pues los responsables de los proyectos al menos ahora dejan disponible parte de esta información en presentaciones de conferencias magistrales que les son requeridas (Lagos 2014, Valles 2014). En este tipo de proyectos, lo único que ha sido común por décadas en el mundo entero, es dar información muy general del proyecto, pero no presentar los resultados de análisis que avalan su diseño y construcción.

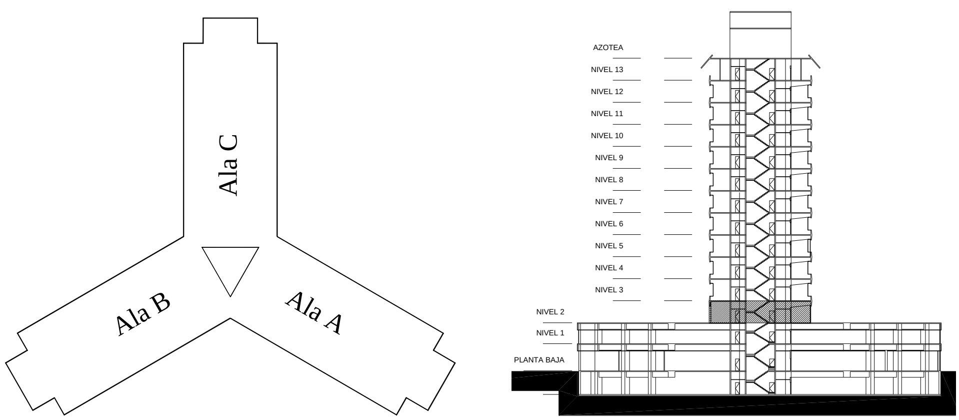
Así, los autores de este artículo consideran que es muy importante que se difundan en escritos de acceso público los estudios que se realizan sobre el diseño, evaluación o comportamiento sísmico de estructuras fuertemente irregulares, particularmente las existentes, con la finalidad que todos los ingenieros estructurales tengan suficiente información que les permita abordar adecuadamente este tipo de proyectos, en aras de la seguridad de los inmuebles y

sus habitantes, a quienes finalmente servimos. Este llamado es principalmente a los profesionales del diseño estructural, que son los que más se quejan de ello, pero menos tiempo se dan para difundir este tipo de proyectos, cuando se han visto involucrados en ellos. Sin embargo, el llamado es también para los ingenieros dedicados a la investigación, aunque sabemos que normalmente este grupo si difunde sus trabajos en artículos publicados en revistas y memorias de congresos. Por esa razón, en este artículo se presentan algunos de los resultados más importantes de la evaluación sísmica detallada de un edificio fuertemente irregular de concreto reforzado que fue construido en la década de los años sesenta y que, por mucho tiempo, ha sido un ícono de la Arquitectura e Ingeniería de la ciudad de México, dado que en su diseño y construcción participaron connotados arquitectos e ingenieros estructurales de la época. Por ello, y pese a sus irregularidades estructurales, no extraña que el edificio sobreviviera muy satisfactoriamente los sismos de septiembre de 1985. Sin embargo, se requería evaluar estructuralmente al inmueble en su condición actual y revisar que garantizase un nivel de seguridad estructural satisfactorio ante sismos intensos de acuerdo a la normatividad vigente de la Ciudad de México.

2 ESTRUCTURA EN ESTUDIO

2.1 Descripción

Se trata de un edificio fuertemente irregular, estructuralmente hablando, de concreto reforzado construido entre 1967 y 1970 y con planta tipo en Y formada por tres cuerpos cuyos ejes longitudinales se encuentran aproximadamente a 180° y que se identifican como alas A, B y C, respectivamente (Fig. 1a, Fig. 2). Cada ala tiene 14 niveles, con sótano, planta baja, niveles 1 a 12 con uso para oficinas y una casa de máquinas en la parte superior (Fig. 1b, Fig. 2). El edificio se encuentra desplantado en terreno blando dentro de la Zona IIIb conforme a la zonificación sísmica vigente en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04 2004) del Reglamento para las construcciones del Distrito Federal Vigente (RCDF-04 2004), y actualmente se utiliza como oficinas administrativas, con un área de construcción de 45,585.19 m^2. Adicionalmente, se cuenta con un estacionamiento de 10,572.27 m^2.



a) Planta tipo, niveles 3 a azotea b) Corte esquemático

Figura 1 Planta y elevación tipo del edificio en estudio



Figura 2 Vista aérea del edificio, estando el Ala B en la dirección vertical. Foto tomada de Google Maps (https://www.google.com.mx/maps)

La estructura principal es de concreto reforzado. Las columnas principales son: a) de sección transversal rectangular en los ejes de las alas, con su dimensión mayor orientada en la dimensión corta de las alas (Fig. 4a), b) de sección transversal en C o L en las esquinas que forman el triángulo interior del núcleo rígido que une a las tres alas (Fig. 1a y 3a) y, c) de sección transversal poligonal irregular (seis lados) en la ampliación de la planta en el sótano (Fig. 3b), planta baja, nivel 1 y nivel 2. Las vigas principales son de sección transversal rectangular y: a) acarteladas simétricamente (longitud de acartelamiento de 40% del claro o 0.4L en cada extremo) paralelas a la dimensión corta de las alas (Fig. 4a), y en el volado exterior del sistema de piso (Fig. 4b), b) prismáticas conectadas excéntricamente fuera del eje centroidal de columnas y dispuestas paralelamente a la dimensión larga de las alas (Fig. 4b). Las vigas secundarias también son prismáticas y se disponen paralelamente a la dimensión larga de las alas (Figs. 4a y 4b). En los niveles de sótano, PB, nivel 1 y nivel 2 se disponen de vigas secundarias de acero de perfil I, dando soporte al sistema de piso que amplía dichas plantas, donde la planta del edificio tiene prácticamente la forma de un triángulo equilátero truncado en sus tres esquinas por el eje donde se disponen los muros perimetrales de concreto (Fig. 2).



a) Columna de sección C nivel 8



b) columna poligonal en sótano

Figura 3 Secciones atípicas en columnas en el núcleo central triangular del edificio



a) Sistema de piso, parte central   b) Extremo del sistema de piso

Figura 4 Disposición de columnas, vigas principales y vigas secundarias en cada ala tipo

2.2 Inspección estructural

Se llevaron a cabo visitas técnicas al inmueble para inspeccionar detalladamente toda la estructura del edificio (por ejemplo, Figs. 3 a 5), lo cual tuvo como propósito identificar el sistema principal de soporte, detectar cualquier degradación de los materiales estructurales por efecto de intemperismo y del tiempo, y cualquier daño atribuible a sismos previos o a cualquier otra acción extraordinaria. En general, en estas inspecciones no se encontró evidencia de daño que ponga en riesgo la estabilidad estructural y la operación del inmueble. Solamente se observaron algunas grietas pequeñas (fisuras) en unas cuantas trabes acarteladas de los niveles 11 y 12, acaecidas en sismos previos, al parecer durante un sismo de abril de 1988 (Fig. 5) y que no presentan evidencia de un daño importante. De trabajos de investigación experimental hechos en la UAM-A en trabes acarteladas de concreto reforzado en condiciones de continuidad y sujetas a carga cíclica (Tena *et al.* 2014, Tena-Colunga *et al.* 2017), se puede asegurar que dichos agrietamientos no representan ni el 5% de la pérdida de rigidez de las muy pocas trabes que presentan ligeras fisuras.

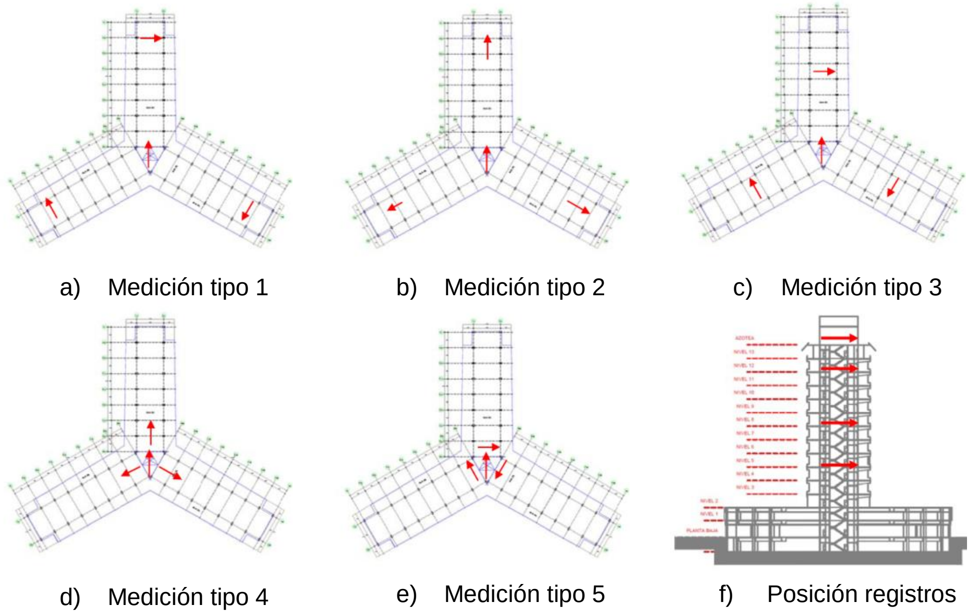


a) Trabe en zona de baños, nivel 12   b) Trabe en zona central, nivel 11

Figura 5 Pequeñas fisuras por cortante detectadas en algunas trabes acarteladas de los niveles 11 y 12 durante un sismo ocurrido en 1988. Nótese los señalamientos con gis que indican esa fecha (figura b)

3 PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Se realizaron pruebas de vibración ambiental al edificio. Para ello, se emplearon cuatro sensores sísmicos de la marca PCB, modelo 393B31, un equipo de adquisición de datos y una computadora portátil. Se realizaron cinco diferentes tipos de mediciones (Figs. 6a a 6e) en cuatro distintos niveles de la estructura (Fig. 6f), y que permiten determinar la variación de los registros con la altura y facilitar la definición de los periodos de vibración y sus respectivas formas modales. En todas las mediciones se dejó como referencia fija al sensor ubicado en el centro de la planta donde se ubican los núcleos de elevadores (Figs. 6a a 6e), pues esto permite definir los niveles de aceleración registrados en las diferentes posiciones de los sensores. Se realizaron un total de 80 mediciones diferentes, y en cada una se hicieron cuatro sesiones con duración de cinco minutos cada una, con una velocidad de muestreo de 512 Hz.



a) Medición tipo 1 b) Medición tipo 2 c) Medición tipo 3

d) Medición tipo 4 e) Medición tipo 5 f) Posición registros

Figura 6 Ubicación de sensores en planta y elevación durante las pruebas de vibración ambiental

Posteriormente, se realizó la transformación de cada uno de los registros del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia a través del uso de funciones de estimación espectral o espectros de potencia, las cuales tienen la ventaja sobre las funciones de Fourier (y otros métodos no paramétricos) en que se obtienen resultados con una menor cantidad de ruido espectral. En la Fig. 7 se presenta uno de los espectros más representativos de los 400 calculados.

Después de realizar el análisis de contenido de los espectros de potencia de la estructura, se pudieron identificar hasta siete frecuencias naturales de vibración. En la Tabla 1 se reportan los seis primeros periodos de vibración (o intervalos de periodos de vibración) obtenidos de las pruebas de vibración ambiental realizadas y se comparan con respecto a los reportados en las pruebas de vibración ambiental realizadas en 1990 a este inmueble por Murià (1990).

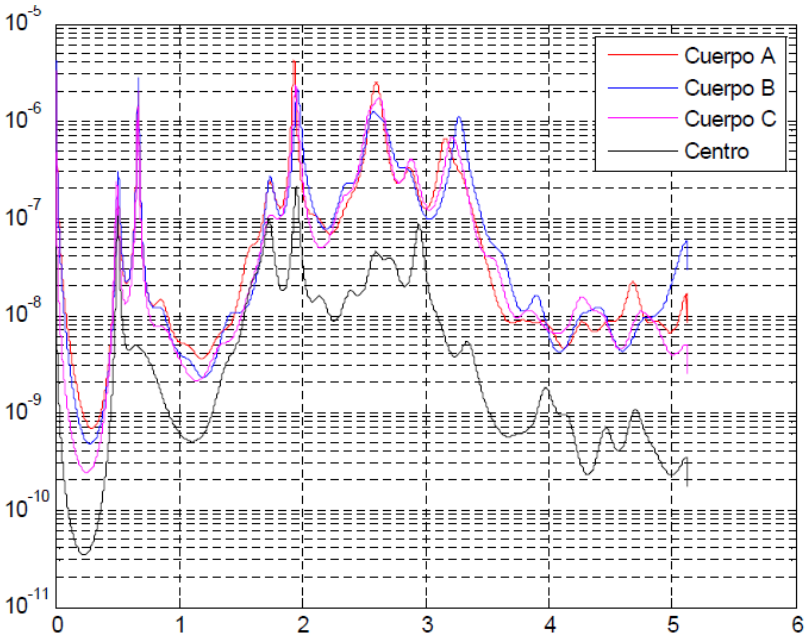


Figura 7 Análisis espectral, sensores en azotea. Medición 1, evento 1

Tabla 1 Periodos de vibración (en segundos) del edificio en estudio obtenidos a partir de pruebas de vibración ambiental

Modo	Realizadas por la UAM-A	Murià (1990)
1ero Traslación X	1.96-2.02	2.000
1ero Traslación Y	1.96-2.02	1.923
1ero Torsión	1.50	1.471
2do Traslación X	0.51-0.58	0.568-0.581
2do Traslación Y	0.51-0.58	0.568-0.581
2do Torsión	0.40	0.368-0.385

En términos generales, los resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas por Murià (1990) y por este equipo de investigación coinciden, existiendo diferencias razonables, dado que las cargas cambian con el tiempo, sobre todo la carga viva, además que la estructura puede sufrir algún pequeño deterioro en su rigidez como consecuencia de los sismos que ha resistido de 1990 a la fecha, y eso explica las pequeñas diferencias que se encuentran entre unas o otras mediciones. En el estudio de Murià (1990), con un esfuerzo adicional se pudo definir los periodos de vibración de los dos primeros modos globales de vibración de las tres alas en conjunto, mientras que en las pruebas realizadas recientemente se prefirió determinar los modos fundamentales de vibración de cada ala y del núcleo que los une, obteniéndose los siguientes periodos: T=1.96s para el Ala B, T=1.97s para el núcleo central y el Ala A y T=2.02s para el Ala C. Conforme a la densidad de muros existentes entre unas y otras Alas, se considera razonable la estimación de estos periodos.

4 MODELO ESTRUCTURAL TRIDIMENSIONAL

Se elaboraron distintos modelos tridimensionales del edificio con el programa ETABS (CSI 2005), donde se incorporaron con detalle sus características geométricas y estructurales principales, con base en la información obtenida tanto de los planos originales, de las fotografías tomadas, así como de los reportes técnicos disponibles y proporcionados por la institución dueña del inmueble, como se detalla en las siguientes secciones.

4.1 Geometría

Por tratarse de un proyecto de evaluación sísmica de una estructura existente muy importante y fuertemente irregular, se modeló cada ala con la mayor precisión posible. Se modelaron todas las aberturas o huecos de los sistemas de piso o losas, incluyendo la abertura triangular de las losas del apéndice de dos pisos que conforma el cuarto de máquinas de los elevadores (Figs. 2 y 8).

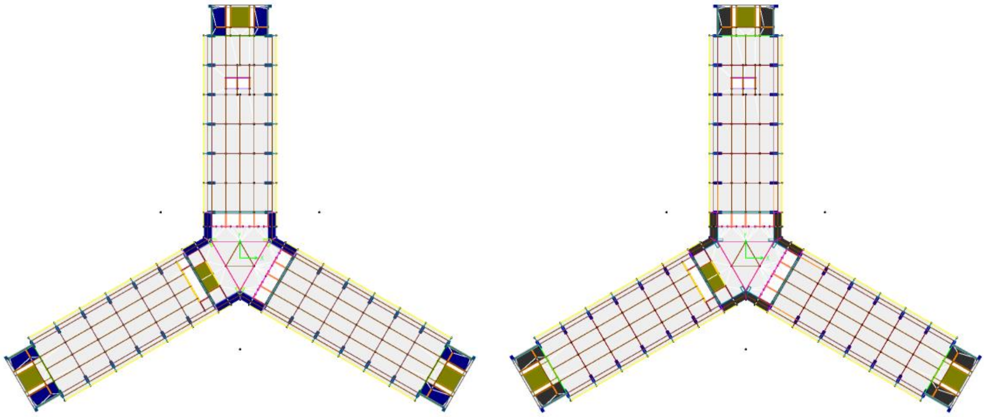


a) Casa de maquinas superior b) Casa de máquinas intermedio

Figura 8. Plantas de la casa de máquinas del modelo en ETABS, estando el Ala A en la dirección vertical

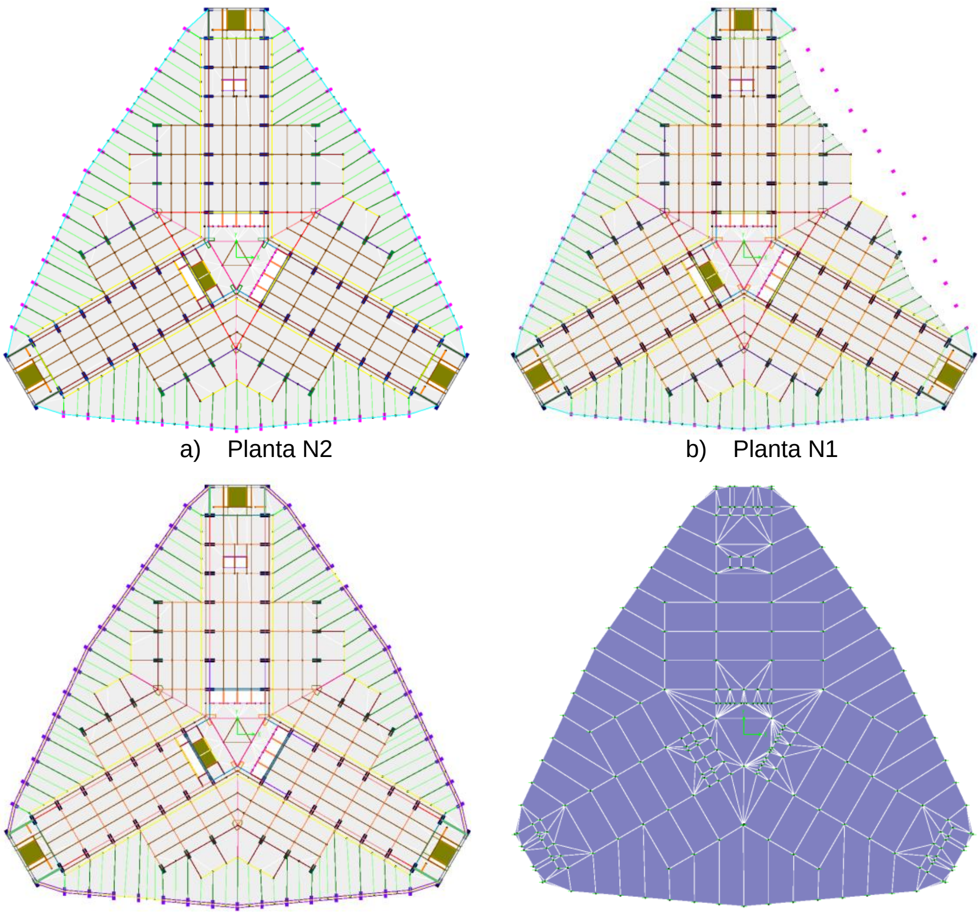
Desde el punto de vista geométrico, en el Ala A se modeló con precisión la ubicación de (Figs. 8 a 10): a) los elevadores principales en la zona del triángulo central, b) el elevador privado cercano al extremo del ala, c) las escaleras en el extremo del ala (indicadas en color verde bandera en las Figs. 8 a 10), d) los ductos de ventilación próximos a las escaleras, e) la apertura del sistema de piso en la ampliación del nivel 1 para obtener un mezzanine y una entrada con una doble altura (Figura 10b), f) la abertura del muro de colindancia que permite la circulación entre el estacionamiento anexo y los espacios de estacionamiento que alberga el Ala A (Figura 10c) y, g) el apéndice de dos pisos que conforma el cuarto de máquinas de los elevadores (Figura 8).

En el Ala B se modeló con precisión la ubicación de (Figs. 8 a 10): a) las escaleras principales en la zona del triángulo central (indicadas en color verde bandera en las Figs. 8 a 10), b) el elevador privado y los ductos de ventilación aledaños a las escaleras principales, c) las escaleras en el extremo del ala (indicadas en color verde bandera en las Figs. 8 a 10), d) los ductos de ventilación próximos a las escaleras localizadas en el extremo del ala, e) la ubicación de las aberturas del muro de colindancia que permite acceso a los espacios de estacionamiento que alberga el Ala B (Fig. 10c) y, f) el apéndice de dos pisos que conforma el cuarto de máquinas de los elevadores (Fig. 8).



a) Plantas tipo N10 a N13 y Azotea b) Plantas tipo N3 a N9

Figura 9 Plantas tipo (N3 a Azotea) de las Alas del modelo en ETABS, estando el Ala A en la dirección vertical



a) Planta N2 b) Planta N1

c) Planta Baja (PB) d) Planta de Sótano

Figura 10. Plantas tipo (Sótano a N2) del modelo en ETABS, estando el Ala A en la dirección vertical

En el Ala C se modeló con precisión la ubicación de (Figs. 8 a 10): a) los elevadores principales en la zona del triángulo central, b) las escaleras en el extremo del ala (indicadas en color verde bandera en las Figs. 8 a 10), c) los ductos de ventilación próximos a las escaleras, d) la apertura del sistema de piso en la ampliación del nivel 1 para obtener un mezzanine y una entrada con una doble altura (Fig. 10b) y, e) el apéndice de dos pisos que conforma el cuarto de máquinas de los elevadores (Fig. 8).

4.2 Sistemas de piso

Para el modelado de los sistemas de piso con base en losas macizas perimetralmente apoyadas, se consideraron todas las vigas sobre las que se apoya (principales y secundarias, Figs. 8 a 10). Las losas se modelaron mediante elementos finitos isoparamétricos tipo cascarón grueso (thick shell) que consideran los seis grados de libertad por cada nodo conforme a la librería del ETABS (CSI 2005), considerando las propiedades de rigidez, resistencia y geometría en planta.

El espesor típico de la losa es de 10 cm y se indica con color gris claro en las Figs. 9 y 10. Sin embargo, debido a la presencia de aberturas tanto por el cubo de elevadores y escaleras centrales, así como de las escaleras en los extremos de las alas, las losas poseen un mayor espesor en las zonas aledañas a esos huecos de los niveles N3 a Azotea, teniendo un espesor de 20 cm de los Niveles N10 a Azotea, como se indica con color azul marino (Fig. 9a) y un espesor de 12 cm de los Niveles N3 a N9, como se indica con color gris obscuro (Fig. 9b). Se modeló la aportación de las escaleras a la rigidez del sistema, y es por ello que se indican en color verde en las Figs. 9 y 10. Se modelaron todas las aberturas principales debidas a cubos de elevadores, escaleras y ductos de ventilación de dimensiones importantes.

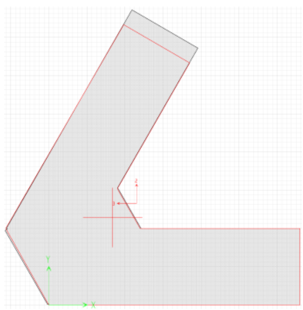
Los sistemas de piso no se modelaron como diafragmas infinitamente rígidos, con base en las siguientes consideraciones: a) la relación de aspecto de las plantas de todas las Alas es alta (L_1/L_2=41.35/17.56=2.36), más si se considera que, por los volados, la longitud perimetralmente apoyada por vigas y columnas en el sentido corto es menor, por lo que sería L_1/L_2=41.35/10.56=3.92. Estudios recientes detallados con elementos finitos sugieren que sistemas de piso con base en losas de concreto perimetralmente apoyadas se pueden comportar como diafragmas semirrígidos para relaciones de aspecto en planta cercanas o mayores a 3.0 (Tena *et al.* 2013, Tena-Colunga *et al.* 2015), b) la presencia de aberturas importantes en el sistema de piso, lo que flexibiliza al mismo, como lo corroboran varios estudios (Tena *et al.* 2013, Tena-Colunga *et al.* 2015) y, c) un estudio de vibración ambiental previamente hecho por el Instituto de Ingeniería de la UNAM confirma que los sistemas de piso no son infinitamente rígidos, dado que las formas modales experimentales manifiestan claramente que hay deformaciones relativas en su plano, principalmente en los modos locales de las Alas (Murià 1990).

4.3 Vigas y columnas

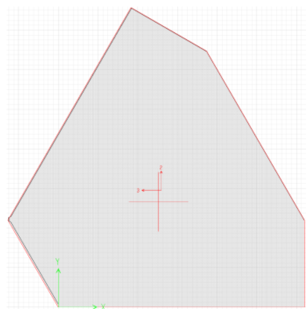
Todas las vigas y columnas se modelaron con elementos tipo viga-columna tridimensionales con seis grados de libertad por extremo conforme a la

librería del ETABS (CSI 2005) y que cumplen con la teoría de Bernoulli-Euler incluyendo deformaciones por cortante (Tena 2007).

Las columnas principales en los ejes de las Alas son de sección rectangular con su dimensión mayor orientada paralela al lado corto de las Alas (Figs. 4, 9 y 10) y las dimensiones de su sección transversal cambian típicamente cada dos niveles, yendo de una sección de 55 cm x 180 cm en Planta Baja (PB) a 45 cm x 100 cm en los niveles N12 y N13. En la zona triangular de intersección de las tres alas, existen columnas en forma de C o L estilizada (Figs. 3a, 9 y 11a), donde uno de los patines de la C o L se ubica a un ángulo de 60 grados con respecto al ala interna. Estas secciones atípicas tuvieron que ser dibujadas y definida utilizando el módulo Section Designer del ETABS, tal y como se ilustra en la Figura 11a. Las dimensiones se definen por el largo máximo y el ancho del patín, siendo estas dimensiones 180 cm x 55 en PB y 100 cm x 45 cm en los niveles N12 y N13.



a) Columnas en C o L estilizadas



b) Columnas poligonales irregulares

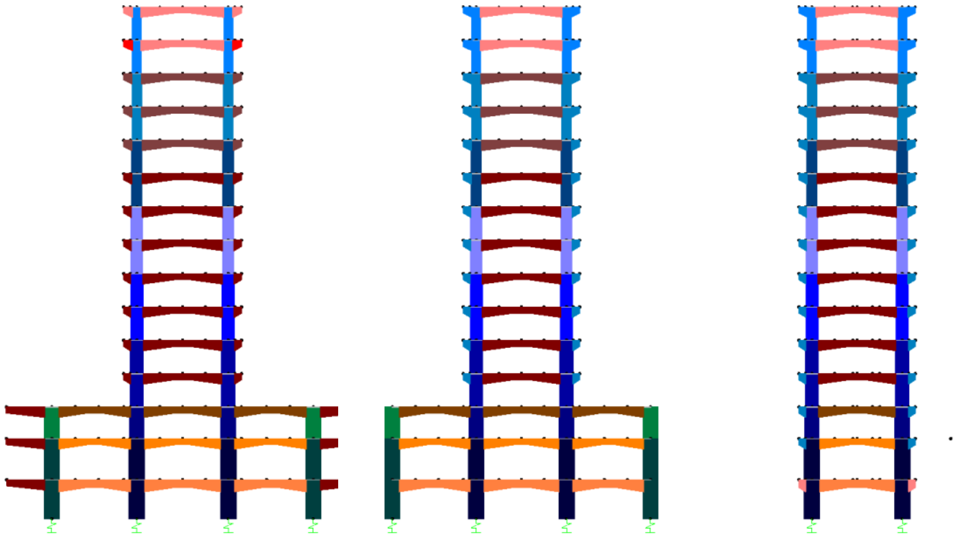
Figura 11 Columnas especiales ubicadas en la zona central de acceso a elevadores y escaleras principales

Asimismo, en la zona triangular ampliada de los niveles de sótano a N2 (Fig. 10) existen columnas de forma poligonal irregular (Figs. 3b y 11b). Estas secciones atípicas también tuvieron que ser dibujadas y definida utilizando el módulo Section Designer del ETABS, tal y como se ilustra en la Fig. 11b. Las dimensiones se definen por el largo máximo del polígono en su base y el ancho perpendicular a éste, siendo estas dimensiones 155 cm x 55 en sótano y PB y 155 cm x 50 cm en los niveles N1 y N2.

Las columnas exteriores de las fachadas ubicadas entre PB y N2 son de sección rectangular variable, teniendo sus dimensiones menores en PB y N2 (43 cm x 60 cm) y sus máximas dimensiones en N1 (43 cm x 125.6 cm). En el sótano también existen columnas de sección rectangular variable a lo largo de todo el perímetro en contacto con los muros de cimentación-contención, teniendo sus dimensiones mínimas de 50 cm x 150 cm en su base (en contacto con la losa de sótano) y sus dimensión máximas de 50 cm x 250 en contacto con la losa de PB.

Las vigas principales longitudinales, paralelas al lado largo de las Alas, son de sección rectangular prismática que son de 35 cm x 90 cm en PB, 40 cm x 80 cm en N1, N2 y N13 y de 50 cm x 80 cm de los niveles N3 a N12. Por razones arquitectónicas, estas vigas están conectadas excéntricamente a las columnas, fuera de sus ejes centroidales, de manera que la cara externa de las vigas

coincida con la cara exterior de las columnas y de una apariencia estética (Fig. 4b). Sin embargo, este tipo de conexión es poco afortunado, dado que por equilibrio parte del nudo viga-columna trabaja a torsión. Esta particularidad fue modelada definiendo la excentricidad de la conexión, lo que resultó complicado dado que, como se mencionó anteriormente, las columnas cambian de sección cada dos niveles. Además, debido al colado monolítico de las vigas con el sistema de piso, las vigas se modelaron para fines de rigidez como secciones T o L, dependiendo si existía o no la presencia de una abertura o hueco aledaño a la viga. La dimensión de los patines de las secciones T y L resultantes se definió conforme a lo establecido en las NTCC-04 (2004). Para evitar la duplicación de masas, dado que las losas se modelaron con rigor como se indica en la sección anterior, se modificó el peso volumétrico y la masa por unidad de volumen de cada sección T o L tipo, de manera que los pesos de las secciones T o L por rigidez coincidieran con los de la sección rectangular correspondiente.



a) Ejes 4 y 5 b) Eje 6 c) Ejes 7 y 8

Figura 12 Elevaciones tipo del Ala A del modelo en ETABS

Las vigas principales en la dirección transversal, paralelas al lado corto de las alas, son de sección rectangular variable lineal o acarteladas (Fig. 4) que tienen su mayor peralte en la conexión con las columnas, como se ilustra en las elevaciones tipo presentadas en la Fig. 12. Las vigas en el claro central son acarteladas simétricas, con longitudes de acartelamiento efectivas de 0.4L, donde L es la longitud del claro libre. Las vigas que soportan a los volados del sistema de piso varían linealmente (Figs. 4b y 12). Las secciones transversales máximas (en la conexión viga-columna) y mínimas (centro del claro en las cartelas centrales o extremo del volado) son idénticas en los volados y en la zona central. Así, las máximas dimensiones de las cartelas son de 70x120 (nudo) a 70x70 (zona central o volado) en los niveles N3 a N4 a 55x120 (nudo) a 55x70 (zona central o volado) en los niveles N12 y N13. Igualmente, debido al colado monolítico de las vigas con el sistema de piso, las vigas se modelaron para fines de rigidez como secciones T o L, dependiendo si existía o no la presencia de una abertura o hueco aledaño a la viga, y la dimensión de los patines de las secciones T y L se definió conforme a lo establecido en las NTCC-04 (2004). Para evitar la duplicación de masas, se

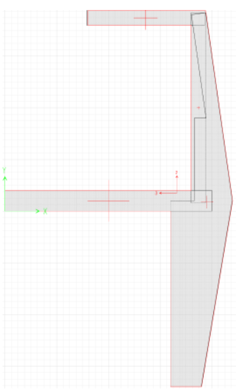
modificó el peso volumétrico y la masa por unidad de volumen de cada sección T o L equivalente como se indica en el párrafo anterior. Se corrigió la rigidez de estos elementos con base en el estudio de Tena-Colunga y Martínez-Becerril (2013).

También existen trabes acarteladas especiales en los ejes en diagonal de los niveles PB a N2 (Fig. 10) que unen a las columnas especiales mostradas en la Fig. 11, y cuya particularidad es que dispone de una articulación al centro de su claro prismático, dado que, por diseño, la ampliación de la planta se planeó esencialmente para resistir cargas verticales pero no horizontales, por lo que este sistema de piso adicional se encuentra esencialmente montado sobre vigas de acero estructural de perfil I simplemente apoyadas, cuyas dimensiones y ubicación se infirieron a partir del archivo fotográfico recopilado, dado que no se dispone ninguna información al respecto.

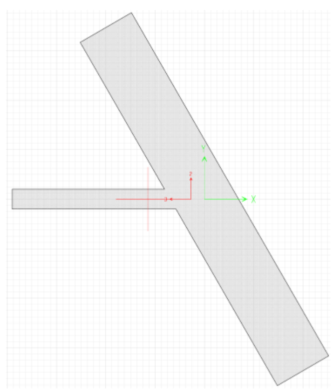
Las vigas principales ubicadas en el triángulo central de la zona de elevadores y escaleras principales son de sección rectangular prismática de 45 cm x 70 cm. Para fines de rigidez, se modelaron como secciones T conforme a las NTCC-04 y, para evitar la duplicación de masas, se procedió a modificar el peso volumétrico y la masa por unidad de volumen conforme se indicó en párrafos anteriores.

Las vigas secundarias principales que soportan a los sistemas de piso de las alas corren paralelas a su lado largo (Fig. 4) y son de sección rectangular prismática de 25 cm x 50 cm, las cuales se modelaron como secciones rectangulares simplemente apoyadas. Las vigas secundarias ubicadas en el triángulo central de la zona de elevadores y escaleras principales también son de sección rectangular prismática de 25 cm x 50 cm. El resto de las vigas secundarias que se disponen en los ejes correspondientes a huecos de elevadores, escaleras, ductos de ventilación, etc, se modelaron como simplemente apoyadas conforme a la información proporcionada en los planos originales de construcción.

Además, se modelaron con rigor las vigas correspondientes a los faldones de las fachadas, ya que por su conexión no se podía despreciar su aporte a la rigidez y a la masa del sistema. Nuevamente su geometría se dibujó y definió utilizando el módulo Section Designer del ETABS, como se ilustra en la Fig. 13.



a) Faldones en niveles N3 a N13



b) Faldones en azotea

Figura 13 Faldones de fachada incluidos en el modelo en ETABS

4.4 Muros

Todos los muros (concreto reforzado y/o mampostería) se modelaron mediante elementos finitos isoparamétricos tipo cascarón grueso (thick shell) que consideran los seis grados de libertad por cada nodo conforme a la librería del ETABS (CSI 2005), como se ilustra en las Figs. 14 a 17.

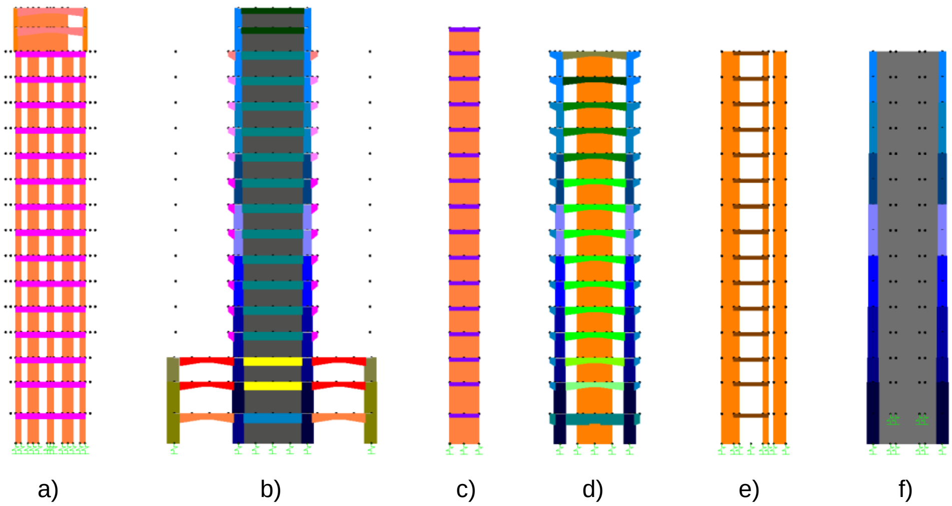


Figura14 Elevaciones de los ejes número del Ala A con muros en el modelo en ETABS

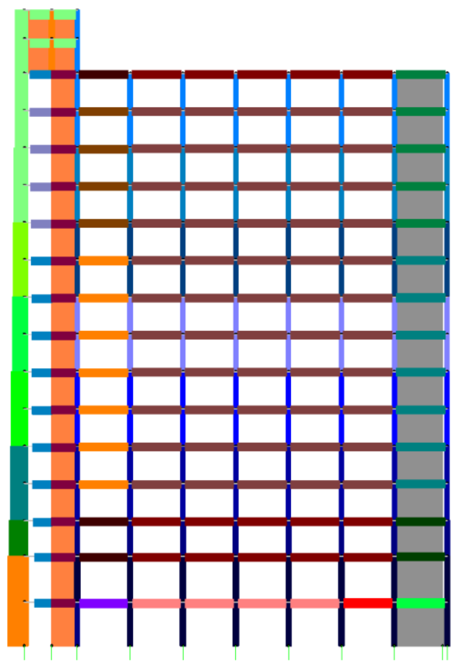


Figura15 Elevación de los ejes longitudinales C y D del Ala A con muros en el modelo en ETABS

Los muros de concreto reforzado del extremo de las alas tienen un espesor de 43 cm (Fig. 14f). Los muros de concreto reforzado en el Eje 3 (atrás

del cubo de elevadores) tienen un espesor de 40 cm (Fig. 14b). Los muros de concreto laterales de los ejes longitudinales C y D próximos a las escaleras de los extremos y al muro lateral tienen un espesor de 30 cm (Fig. 15). Los muros de concreto laterales de la cimentación, que sirven también como muros de retención, tienen un espesor de 50 cm (Figs. 16 y 17).

También se modelaron todos los muros de mampostería de las zonas de elevadores, los centrales (por ejemplo, Figs. 14a y 15) y privados (por ejemplo, Fig. 14c) y aledaños a las escaleras extremas (por ejemplo, Figs. 14d y 14e) y las centrales del cuerpo B, como se observa esquemática en las plantas tipo (Figs. 8 a 10) en algunas de las elevaciones mostradas y anteriormente señaladas. El espesor de todos los muros de mampostería se supuso de 14 cm, con base en la época de construcción y con las mediciones hechas en las inspecciones.

4.5 Cimentación

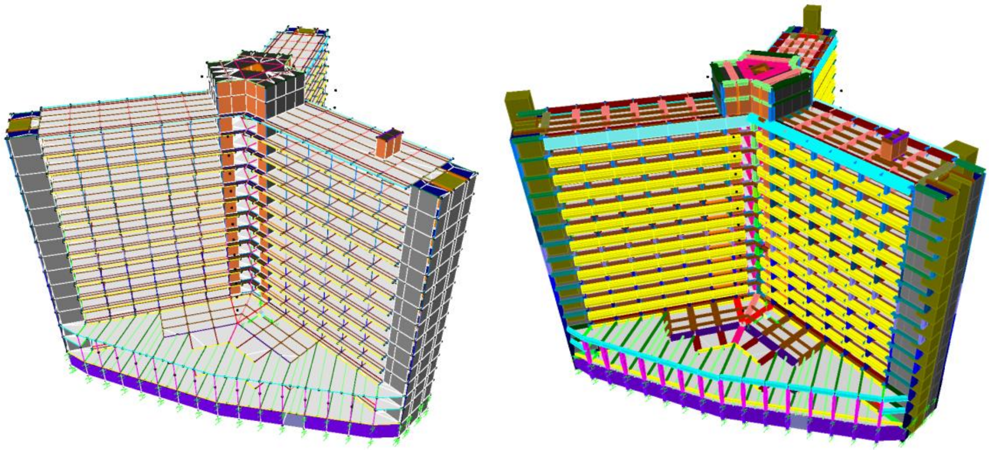
Por simplicidad, la losa de cimentación se idealizó al nivel de sótano con un espesor equivalente igual a la de las dos losas que componen tanto el piso del sótano (espesor de 10 cm), la losa de cimentación propiamente dicha (espesor de 25 cm) y las contratrabes conforme se especifican en los planos originales de construcción. El espesor equivalente calculado fue de 40.55 cm. La losa de cimentación se modeló mediante elementos finitos isoparamétricos tipo cascarón grueso (thick shell) que consideran los seis grados de libertad por cada nodo (Fig. 10d). La losa de cimentación está apoyada sobre los resortes y amortiguadores que modelan la interacción suelo-estructura. Las propiedades de los resortes y amortiguadores se determinaron con base en las rigideces del cajón de cimentación y de los pilotes existentes como se especifica más adelante. Cabe señalar que el estudio de vibración ambiental previamente hecho por el Instituto de Ingeniería de la UNAM sugiere que los efectos de la interacción suelo-estructura son importantes, lo cual se apoya con la comparación de las mediciones simultáneas realizadas entre el suelo y la planta baja del edificio (Murià 1990).

4.6 Detalles del modelado

Se tuvo especial cuidado en garantizar la continuidad (compatibilidad de desplazamientos) entre los elementos estructurales principales, por lo que se vigiló una conexión perfecta entre todos los elementos: los nudos de las vigas principales con las columnas y los cascarones gruesos de sistemas de piso y muros, y entre las vigas secundarias y los cascarones gruesos de los sistemas de piso y muro. Se permitió que las vigas secundarias se apoyaran simplemente sobre las trabes acarteladas. Los resortes (link elements o elementos liga) que modelan la interacción suelo-estructura están conectados en todos los nudos con los elementos cascarón grueso que modelan a la losa de cimentación (resortes en las tres direcciones ortogonales: dos horizontales y una vertical) y con los que modelan a los muros perimetrales del sótano (resortes en las dos direcciones ortogonales horizontales).

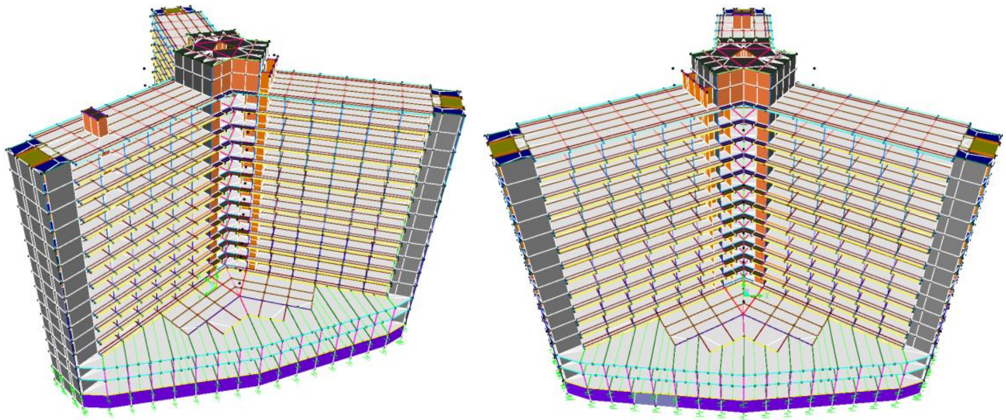
De esta manera, se materializó el modelo tridimensional que representa al edificio y del cual se presentan distintos ángulos de observación en las Figs. 16 y 17. En la Fig. 16b se presenta una vista del modelo extruido, donde se aprecian con mayor detalle a los pretiles y a las columnas de doble altura de la fachada

principal, así como la abertura en los muros de sótano para el acceso al estacionamiento por el Ala A. Como se ha comentario anteriormente, los detalles de algunas plantas se presentan en las Figs. 8 a 10 y de las elevaciones de algunos marcos del Ala A se presentan en las Figs. 12, 14 y 15.



a) Vista entre Alas A y C b) Vista entre Alas A y C (extruida)

Figura 16 Vista del modelo tridimensional en ETABS de las Alas A y C



a) Vista entre Alas A y B b) Vista entre Alas B y C

Figura 17 Vista del modelo tridimensional en ETABS de las Alas A, B y C

4.6 Detalles del modelado

4.6.1 Módulos de elasticidad y relación de Poisson

Se revisó la información del estudio realizado por el IMCYC (2009) para definir módulos de elasticidad razonables de la estructura en su condición actual. Se obtuvieron datos experimentales de siete corazones extraídos en columnas, seis en vigas y dos en muros. Dado el limitado número der muestras, se utilizó un promedio redondeado como más representativo. Por lo tanto, en los modelos tridimensionales se consideró un módulo de elasticidad E_c=150,000 kg/cm^2 para

vigas y columnas y E_c=160,000 kg/cm^2 para los muros de concreto reforzado. La relación de Poisson considerada para todos los elementos de concreto fue ν=0.2.

Por otra parte, no existe información experimental disponible para los muros de mampostería. De las inspecciones visuales se observó que están construidos de tabique rojo recocido representativos de la época, por lo que, a falta de mejor información, se consideró que E_m=18,000 kg/cm^2 y que la relación de Poisson era ν=0.25.

4.6.2 Cargas muertas y cargas vivas

Con base en la información en planos y las visitas de inspección al inmueble, se estimaron cuales serían las cargas muertas y vivas razonables para una revisión conforme al reglamento. Para estimar el peso propio de los elementos estructurales, se consideró un peso volumétrico γ_c= 2.4 ton/m^3 para los elementos de concreto reforzado, γ_m= 1.3 ton/m^3 para los elementos de mampostería y γ_s= 7.8 ton/m^3 para los perfiles de acero estructural. Se consideró una sobrecarga muerta de 40 kg/m^2 en todos los sistemas de piso de concreto reforzado, pero en la azotea se consideró una sobrecarga de 100 kg/m^2 en las zonas donde se ubicaban algunos equipos menores no tan pesados y en la azotea y los apéndices de casa de máquinas una sobrecarga de 500 kg/m^2 en la zona donde se ubicaban los equipos más pesados.

Dado el uso y mobiliario observado en el edificio, se decidió que es prudente revisar a la estructura considerando las cargas vivas establecidas por el Reglamento vigente. Así, se consideraron las siguientes cargas vivas máximas (w_m) y con intensidad instantánea (w_a) para la revisión del edificio: a) w_m=40 kg/m^2 y w_a=20 kg/m^2 en la azotea y los apéndices de casa de máquinas, b) w_m=250 kg/m^2 y w_a=100 kg/m^2 en el área de estacionamiento del sótano, c) w_m=250 kg/m^2 y w_a=180 kg/m^2 en las áreas de oficina y, d) w_m=350 kg/m^2 y w_a=150 kg/m^2 en las áreas de escalera.

5 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ANTE SISMOS FUERTES

De acuerdo con la seguridad estructural requerida por la importancia y uso que se da al inmueble, se clasifica como una estructura del Grupo B según el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal vigente. Para la evaluación sísmica de este estudio se tomaron los datos necesarios de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04 2004) y del estudio de sitio reportado en ERN (2010). El inmueble se encuentra ubicado en la zona IIIb, muy cercano a la frontera con la zona IIIa.

5.1 Revisión de la regularidad estructural

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (NTCS-04 2004) definen, en su apartado 6.1, las condiciones de regularidad que deben satisfacer los edificios. Por ello, para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos (NTCS-04), que por claridad en la exposición se muestra su revisión uno a uno:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

   En términos generales, podría cumplir si se consideran que los ejes ortogonales principales de cada planta sean oblicuos o las mediatrices de cada Ala, y se considerara el espacio central de huecos para escaleras y servicios del Ala B como equivalentes a las de los elevadores de los cuerpos A y C, y se despreciara el hueco del elevador privado del Ala A. Sin embargo, con el mezzanine existente en el Nivel N1, sólo se cumpliría con respecto a la mediatriz del Ala B (Fig. 10), pero no con otras mediatrices (Alas A y C). Sopesado todo lo anterior, se concluye de manera racional que: *No cumple*.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

   La dimensión menor en planta corresponde al ancho de cada Ala que es B=17.56 m. La altura total sobre el nivel del terreno, exceptuando los dos apéndices es H=55.30 m. Por lo tanto, H/B=55.30/17.56=3.15, por lo que se concluye que: *No cumple*.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

   Para esta revisión las secciones críticas son cada Ala a partir del nivel N3. La dimensión menor en planta corresponde al ancho de cada Ala que es B=17.56 m. La dimensión mayor en planta corresponde a la longitud mayor del lado que sobresale del núcleo central y que es A=41.35 m. Por lo tanto, A/B=41.35/17.56=2.36, por lo que se concluye que: *Si cumple*.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

   Cada Ala tiene un par de entrantes en sus extremos en la zona del cubo de escaleras. La dirección crítica para esta revisión es la dirección corta, donde las entrantes miden 3.50 m cada una, por lo que la longitud total de entrantes en esa dirección es 7 m. Como B= 17.56 m, la longitud de entrantes excede del 20%, que sería 3.51 m. De hecho, cada entrante de cada lado estaría, por sí sola, muy en el límite de lo permitido. Por lo tanto, de manera racional se concluye que: *No cumple*.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

   Conforme al estudio de vibración ambiental presentado por Murià (1990), existe evidencia experimental que el diafragma no es suficientemente rígido. Por lo tanto, se concluye que: *No cumple*.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de

un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

Como los huecos de los cubos centrales de elevadores de los cuerpos A y C tienen una dimensión de 10.56 m, y la dimensión paralela en planta es B=17.56m, es obvio que exceden el 20% de esta dimensión que sería 3.51, lo mismo sucede con el hueco central de escaleras del Cuerpo B (longitud de 5.04 m), por lo que por esta sola condición, más la de la gran abertura del Nivel N1 por el mezzanine, se concluye que: *No cumple*.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

   Dado que el espesor de las losas y las cargas vivas de los Niveles N3 y N2 son idénticos, se puede concluir rápidamente, conforme a las áreas de dichas plantas que entonces el nivel N3 tiene aproximadamente un (2,280/4,419)*100= 51.6% del peso del piso inmediato inferior N2, por lo que se concluye que: *No cumple*.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

   Conforme a las áreas calculadas para cada planta, se tiene entonces que el nivel N3 tiene aproximadamente un (2,280/4,419)*100= 51.6% del área del piso inmediato inferior N2, por lo que se concluye que: *No cumple*.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

   Dado que por razones estéticas las columnas de fachada entre las Alas A y C disponen de una doble altura y no están restringidas en el nivel N1 ni por trabes, diafragmas o losas (por ejemplo, Figs. 10 y 16), se concluye que: *No cumple.*

10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

    Este requisito se debe revisar con el modelo numérico. Como se comprueba en la revisión de las distorsiones de entrepiso (Fig. 23), no se desarrolla una condición de piso suave o débil entre los niveles de interés, incluyendo la transición entre los niveles N2 y N3. Por lo tanto: *Si cumple*.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

    Este requisito también se debe revisar con el modelo numérico. *A-priori,* se considera que esta condición pudiera satisfacerse o cumplirse (no hay torsión significativa), dado que la distribución de los elementos resistentes en planta es razonablemente simétrica. Lo mismo se confirma con los resultados del análisis modal, donde se aprecia que los modos fundamentales de vibración en traslación lateral no están acoplados con rotación con respecto al eje vertical (Tablas 3 y 4). Por lo tanto: *Si cumple*.

Por lo tanto, de esta revisión de aprecia que el edificio de interés no cumple con ocho condiciones de regularidad estructural, por lo que conforme a la sección 6.2 de las NTCS-04 (2004), la estructura debe considerarse como irregular y, conforme a la sección 6.4 de las NTCS-04 (2004), el factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño, Q', debe multiplicarse por un factor reductivo de 0.8 cuando no se cumple con dos o más de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1.

5.2 Factor de comportamiento sísmico, *Q*

Conforme a la información disponible en planos y a las prácticas de diseño de la época de construcción, se concluye que aunque el edificio tiene algunos detallados estructurales de ingeniería de vanguardia para ese entonces, no cumple con los requisitos establecidos en las NTCS-04 (2004) y en las NTCC-04 (2004) para garantizar un comportamiento dúctil. Por ello, en este estudio se considera que se trata de una estructura con base en marcos de concreto reforzado de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, por lo que de acuerdo con la sección 5.3 de las NTCS-04 (2004), se deberá considerar un factor de comportamiento sísmico Q=2 en su revisión.

5.3 Definición de espectros elásticos para revisión

Conforme al estudio realizado por ERN (2010), el sitio de interés tiene un periodo dominante T_s=1.66s y, conforme a ello, se propuso un espectro de diseño de sitio “elástico” para un amortiguamiento viscoso equivalente del 5% conforme a la filosofía de lo que se conoce como cuerpo principal que se muestra en la Fig. 18, el cual ya incluye una reducción no transparente por sobrerresistencia, por las razones que se establecen en Rosenblueth *et al*. (1989). Este espectro, identificado como ERN-B y cuya pseudoaceleración espectral máxima es S_a=0.37g, es uno de los dos espectros base de diseño que se empleó para evaluar la seguridad de la estructura conforme al Reglamento vigente (NTCS-04, 2004).

El otro criterio que se empleó fue revisar a la estructura conforme a el espectro de diseño elástico para un amortiguamiento viscoso equivalente del 5% que se obtiene aplicando las disposiciones del Apéndice A de las NTCS-04 (2004) sabiendo que el periodo de sitio es T_s=1.66s, y que también se muestra en la Fig. 18 e identifica como AA-B, cuya pseudoaceleración máxima espectral es S_a=1.2g.

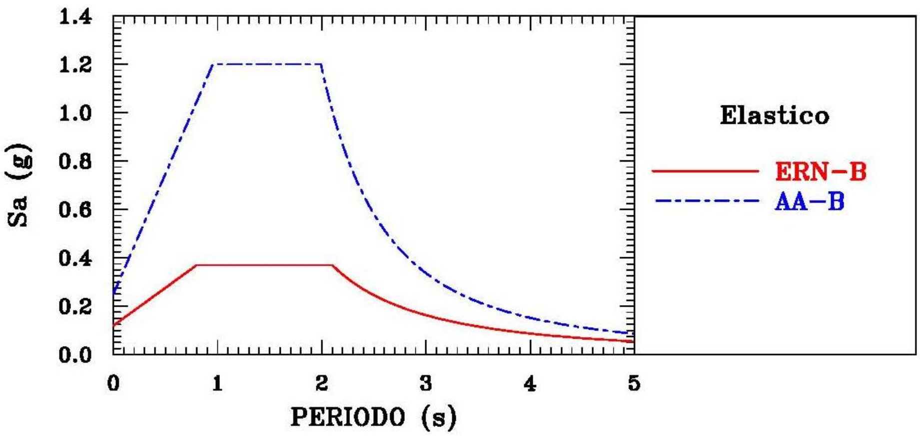


Figura 18. Espectros “elásticos” para revisión estructural, conforme a NTCS-04

Aparentemente existe una gran diferencia entre uno y otro espectro de diseño, pero hay que recordar que mientras en el espectro de sitio propuesto por ERN sólo se puede reducir por ductilidad (en términos del factor *Q´*) conforme se establece en ese documento (ERN 2010) y se debe corregir por irregularidad estructural conforme lo establecen las NTCS-04 (2004), conforme al Apéndice A de las NTCS-04 (2004) el espectro se reduce transparentemente por ductilidad (en términos del factor *Q´*) y por sobrerresistencia (en términos del factor *R*), conforme se establece más adelante.

5.4 Definición de espectros inelásticos para revisión

Conforme al estudio realizado por ERN (2010), el espectro inelástico denominado ERN-B en la Fig. 19 se calculó de la siguiente manera:

$$a(t) = \frac{S_a(t)}{\alpha Q'} \qquad (1)$$

donde *Q´* es el factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño, α=0.8 es el factor de corrección de *Q´* por irregularidad estructural, mientras que T_a=0.8s, T_b=2.1s y k=0.8 son variables cuyo valor fue definido en el estudio de ERN (2010).

Conforme al Apéndice A de las NTCS-04 (2004), el espectro inelástico denominado AA-B en la Fig. 19 se calculó de la siguiente manera:

$$a(t) = \frac{S_a(t)}{\alpha Q' R} \qquad (2)$$

donde todas las variables ya han sido definidas y *R* es el factor de reducción por sobrerresistencia y dado que el periodo del sitio es T_s=1.66s, entonces conforme al Apéndice A de las NTCS-04, T_a=0.954s, T_b=1.992s y k=0.35. Se aprecia de la Fig. 19 que ya no existe gran diferencia entre ambos espectros inelásticos, puesto que la ordenada espectral máxima del espectro ERN-B es a=0.2184g, mientras que en el espectro AA-B es a=0.2788g.

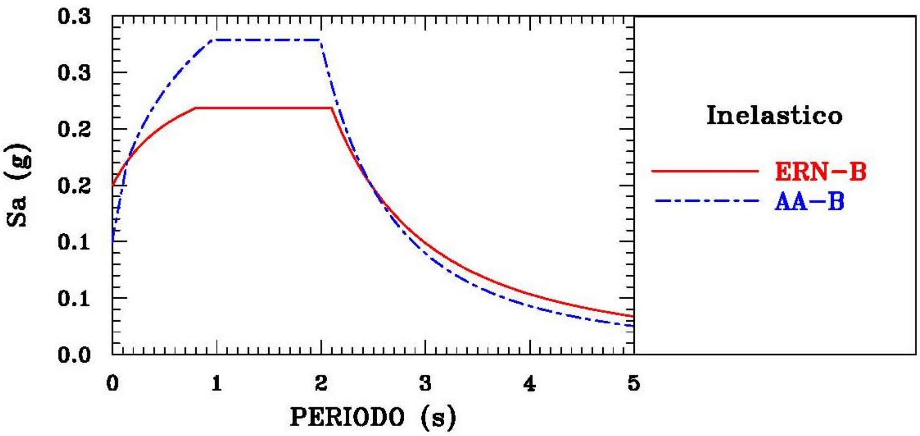


Figura 19 Espectros inelásticos para revisión estructural conforme al NTCS-04

5.5 Interacción dinámica suelo-estructura

Como se indicó anteriormente, el estudio de vibración ambiental hecho por el Instituto de Ingeniería de la UNAM sugiere que los efectos de la interacción suelo-estructura son importantes, lo cual se apoya con la comparación de las mediciones simultáneas realizadas entre el suelo y la planta baja del edificio (Murià 1990).

Por ello, se decidió modelar a la interacción dinámica suelo-estructura conforme se establece en el Apéndice A de las NTCS-04 (2004) en su sección A6, por medio de resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo y que dependen de las propiedades del subsuelo, de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación, conforme se establece en la sección A6.4 de las NTCS-04. Conforme a esta sección, como una aproximación es válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental o periodo de la estructura con base rígida. Por ello, se hizo un análisis tridimensional de la estructura en base rígida, como se indica más adelante, y donde se obtuvo que el periodo fundamental de vibración en base rígida es T_{br}=1.745 s.

El módulo de rigidez medio del suelo de soporte (G_s) se determinó a partir de los resultados de pruebas de laboratorio reportadas por TGC (2010) como:

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu)} \tag{3}$$

donde E_s=60 kg/cm^2 es el módulo de elasticidad del suelo a una profundidad de desplante D=9.5m obtenido a partir de una prueba triaxial y ν=0.45 es la relación de Poisson del suelo. Por lo tanto, a partir de estas propiedades se obtuvo que G_s=20.7 kg/cm^2. Se consideró una profundidad al depósito firme H_s=61 m y un periodo de sitio T_s=1.66s, información obtenida del estudio de ERN (2010), además de una altura efectiva de la estructura H_e=45 m y un periodo en base rígida T_e=1.745 s.

Dado que:

$$\frac{T_e}{T_s}\frac{H_s}{H_e} = \frac{1.745}{1.66}\frac{61}{45} = 1.425 < 2.5 \tag{4}$$

entonces se confirma que, conforme a las NTCS-04, se debe tomar en cuenta a la interacción suelo-estructura.

Como la cimentación está compuesta de un cajón desplantado sobre pilotes de fricción, las propiedades de los resortes y de los amortiguadores se determinaron con base en estimar por separado tanto las funciones de impedancia del cajón de cimentación como de los pilotes existentes, para después tomar aquéllas propiedades que fueran más representativas (las rigideces más grandes y los amortiguamientos menores).

Así, para calcular las propiedades de rigidez y amortiguamiento global asociadas a los pilotes, se tomó en consideración que la profundidad de desplante de la cimentación es D=9.20 m, que el diámetro de cada pilote de fricción es d=60 cm, que su longitud es l=25 m, que su resistencia a compresión y módulos de elasticidad de diseño son respectivamente f'_c= 280 kg/cm^2 y E_c=234,264.81 kg/cm^2 y que hay un total de 918 pilotes. Para estimar las propiedades de rigidez y amortiguamiento global del cajón de cimentación, se consideraron, además de las propiedades del suelo y de desplante ya mencionadas, que el área total del cajón de cimentación en su base es A=4,576.70 m^2 y que sus momentos de inercia en ambos ejes principales son I_x=I_y= 1,833,758.74 m4.

De esta manera, y siguiendo todos los lineamiento de la sección A.6.4 de la NTCS-04 (2004), se calcularon las constantes globales de rigidez horizontales (K_x y K_y) y verticales (K_v) de los resortes y de amortiguamiento horizontales (C_x y C_y) y verticales (C_v) que se indican en la Tabla 2. Como se aprecia, en este caso rigen la rigidez y los amortiguamientos proporcionados por los pilotes de fricción, por lo que fueron con estas constantes generalizadas con las cuales se definieron las constantes de rigidez de los resortes que modelaron la interacción suelo-estructura.

Tabla 2 Constantes de rigidez y de amortiguamiento globales para modelar la interacción suelo-estructura

Constante	Cajón	Pilotes
K_x=K_y (Ton/cm)	714.3	18,766.0
C_x=C_y (Ton-s/cm)	962.1	3,525.5
K_v (Ton/cm)	1,292.7	83,469.7
C_v (Ton-s/cm)	1,024.31	0.0

5.6 Características dinámicas del edificio

Con base en las hipótesis hechas en el modelo que se describen con detalle en secciones anteriores, se realizó un análisis modal para determinar los modos y periodos de vibración del edificio para una revisión de diseño en sus condiciones actual ante la acción del sismo de diseño que se contempla en las NTCS-04.

Se realizaron dos análisis, uno considerando que el modelo se encuentra desplantado en base rígida y otra considerando la interacción suelo-estructura. Dado lo complejo de la estructura, que no cumple con al menos ocho condiciones de regularidad estructural, se calcularon sus 50 primeros modos de vibración, tomando en cuenta también que en el modelo no se hizo la hipótesis de que el diafragma era infinitamente rígido, y esto puede propiciar que las masas modales asociadas a los primeros modos no sean tan grandes como cuando se supone que el diafragma es rígido. En los análisis se consideraron los efectos P-Δ utilizando la opción del ETABS de hacerlo de manera no iterativa basado en las masas (CSI 2005). En los análisis también se consideró una excentricidad accidental de masa del 5%, que es mucho más realista que el 10% que se recomienda actualmente en las NTCS-04 (2004), con base en los resultados de numerosas investigaciones publicadas en revistas arbitradas de la más alta calidad (por ejemplo, De la Llera y Chopra 1995, De la Colina 2001).

En la Tabla 3 se reportan exclusivamente los primeros 10 modos y masas modales asociadas para el modelo supuesto en base rígida. De la misma se aprecia que aún en base rígida, la estructura es muy flexible, dado que su periodo con base en el número de niveles por encima del nivel de terreno (N=14) sería T=0.125N.

Tabla 3 Periodos y modos de vibración para el modelo en base rígida

Modo	Periodo (s)	Masa Modal (%)				
		U_X	U_Y	θ_X	θ_Y	θ_Z
1	1.745	48.5272	7.3442	12.8123	84.841	0.0102
2	1.736	7.2918	48.5479	84.843	12.7601	0.0867
3	1.383	0.0406	0.0561	0.0955	0.0717	55.1516
4	0.653	0.0133	0.003	0.0325	0.1211	0.0002
5	0.645	0.004	0.0041	0.068	0.0262	0.0004
6	0.492	10.4913	3.0546	0.2377	0.8308	0.0003
7	0.477	3.2344	11.0348	0.8693	0.2627	0.0229
8	0.336	0.0021	0.0226	0.0019	0.0002	17.0359
9	0.296	2.1989	0.7536	0.1036	0.2933	0.0142
10	0.290	0.599	1.3368	0.2036	0.089	0.0015
Suma		72.4025	72.1576	99.2673	99.296	72.324

Como era de esperarse, los primeros dos modos de vibración están muy próximos entre sí y tienen un gran acoplamiento de traslaciones con respecto a los dos ejes ortogonales horizontales con rotaciones de cabeceo, pero no existe un acoplamiento por torsión importante (la masa asociada a θ_Z es muy pequeña para los dos primeros modos), a pesar de las excentricidades por las ligeras asimetrías en planta de los muros de escaleras y elevadores. El tercer modo de vibración es por torsión.

En la Tabla 4 se reportan exclusivamente los primeros 20 modos y masas modales asociadas para el modelo que incluye la interacción suelo-estructura, que es el modelo base de la revisión de esta estructura. Se reportan los primeros 20 modos porque con ellos se asegura que participe al menos el 95% de la masa modal en cada dirección de análisis (las NTCS-04 solicitan un mínimo de 90%).

Tabla 4 Periodos y modos de vibración para el modelo con interacción suelo-estructura

Modo	Periodo (s)	Masa Modal (%)				
		U_X	U_Y	θ_X	θ_Y	θ_Z
1	2.199	62.8549	0.2024	0.3127	99.1827	0.048
2	2.185	0.1924	62.8317	99.1898	0.3041	0.0534
3	1.842	0.0514	0.0487	0.0721	0.0832	62.9057
4	0.680	0.0004	0.0003	0.004	0.0138	0.0003
5	0.671	0.0029	0.0011	0.0032	0.0025	0.0004
6	0.563	14.0048	3.6335	0.0452	0.1701	0.0034
7	0.551	3.8475	14.6933	0.1906	0.0543	0.0375
8	0.414	0.007	0.0178	0.0001	0.0001	23.9469
9	0.330	4.2509	1.2038	0.0288	0.0998	0.0038
10	0.319	0.9471	3.0683	0.0781	0.023	0.0055
11	0.289	2.6876	1.0781	0.0087	0.0198	0.0003
12	0.279	1.3972	4.0352	0.0298	0.0099	0.0161
13	0.221	0.0026	0.0279	0.0001	0	7.9193
14	0.212	3.3964	1.1113	0.0001	0.0004	0.0303
15	0.196	1.0936	3.2454	0	0	0.0018
16	0.184	0.0289	0.016	0.0001	0.0001	0.096
17	0.182	0.0953	0.0395	0.0008	0.0024	0.0007
18	0.176	0.0032	0.0485	0.0014	0.0007	0.1095
19	0.175	0.187	0.0489	0.0002	0.0008	0.0005
20	0.173	0.0179	0.0046	0.0001	0	0.0047
Suma		95.069	95.3564	99.966	99.9677	95.1841

De la comparación de las Tablas 3 y 4 se comprueba la importancia de incluir la interacción suelo-estructura, pues se observan tres efectos muy marcados:

a) el notable incremento de los periodos naturales de vibración, pues el primer modo de vibrar en base flexible es $T_{1\text{-}ise}$=2.199s, en contraste con el $T_{1\text{-}br}$=1.745s de la estructura en base rígida. Esto es consecuencia tanto de la flexibilidad del suelo como de la enorme masa del cajón de cimentación, que ocasionan que el periodo natural de vibración se alargue en un 26%, para una pérdida de rigidez efectiva del 58.8%.

b) se desacoplan los modos por la flexibilidad del suelo, lo que reduce los efectos de torsión. Así, el modo fundamental en base flexible (Tabla 4) es principalmente de traslación en dirección X (U_x) y de rotación (cabeceo) en la dirección Y (θ_Y), reduciéndose el acoplamiento con la traslación en dirección Y (U_y) y cabeceo en la dirección X (θ_x) con respecto a los modos en base rígida (Tabla 3).

c) existe una mayor porcentaje de participación de masa en los primeros modos de los modelos con interacción suelo-estructura (Tabla 4) que para los modelos con base rígida (Tabla 3), como consecuencia de que la enorme masa de la cimentación participa en mayor medida como consecuencia de considerar la flexibilidad del suelo por medio de los resortes que lo substituyen.

En la Tabla 5 se comparan los periodos de vibración de los primeros modos de vibración determinados analíticamente, con respecto a los ya reportados en las pruebas de vibración ambiental realizadas por Murià (1990) y por este equipo de trabajo (Tabla 1). La correlación obtenida entre los modelos analíticos y

las pruebas de vibración también es muy notable, sobre todo porque no se realizó ningún intento fuera de lo común para obtener una correlación exacta entre los resultados de la vibración ambiental y los modelos tridimensionales para revisión del diseño, ya que en los modelos analíticos solamente se utilizaron propiedades representativas de las rigideces de los elementos estructurales y no estructurales existentes que se presume participan en la respuesta ante sismos severos, por lo que no se realizaron “ajustes” para obtener “buenas correlaciones”.

Tabla 5 Periodos de vibración (en segundos) del edificio

Modo	Pruebas vibración ambiental		Modelos tridimensionales	
	Murià (1990)	Este estudio	Base Rígida	Base Flexible (ISE)
1ero Traslación X	2.000	1.96-2.02	1.745	2.199
1ero Traslación Y	1.923	1.96-2.02	1.736	2.185
1ero Torsión	1.471	1.50	1.383	1.842
2do Traslación X	0.568-0.581	0.51-0.58	0.492	0.563
2do Traslación Y	0.568-0.581	0.51-0.58	0.447	0.551
2do Torsión	0.368-0.385	0.40	0.336	0.414

De los resultados reportados en la Tabla 5 se hacen las siguientes observaciones:

a) Los periodos obtenidos con las pruebas de vibración ambiental son mayores a los obtenidos con el modelo en base rígida, lo que confirma que la seguridad de este edificio debe revisarse considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.

b) Los periodos obtenidos para los tres primeros modos de vibración con las pruebas de vibración ambiental son menores a los obtenidos con el modelo que incluye la interacción suelo-estructura, lo cual es adecuado para un modelo estructural que revise la seguridad de este edificio ante la acción de un sismo intenso asociado al espectro de diseño. Es bien sabido y reportado extensamente en la literatura especializada en el tema que los periodos de vibración obtenidos con pruebas de vibración ambiental son menores a los obtenidos a partir de registros instrumentales en una estructura ante la acción de un sismo.

Finalmente, en las Figs. 20 a 22 se presentan los tres primeros modos de vibrar con el modelo que incluye la interacción suelo-estructura, donde la escala de amplificación fue exagerada notablemente para poder apreciar mejor las formas modales. Por ejemplo, en la Fig. 20 se aprecia que la estructura no sólo se desplaza en dirección X, sino que en cada Ala se nota que el sistema de piso en efecto no se deforma como cuerpo rígido y tiende a deformarse más en su zona central y menos en sus extremos (por la presencia de los muros de concreto) y en el núcleo central de servicios. También es evidente que los primeros dos pisos, donde la planta es mayor, son más rígidos que los niveles N3 a Azotea, donde las plantas de cada Ala desarrollan una flexión importante. La perspectiva engaña y sugiere una rotación de los sistemas de piso con respecto a un plano vertical; sin embargo, si uno se fija en la deformación de los entrepisos del Ala B en su extremo (Ala cercana) y del Ala C (extremo derecho), se da uno cuenta que estos no sucede. Se pueden hacer observaciones similares para el segundo modo (Fig. 21), pero aquí la traslación es principalmente con respecto al Eje Y.

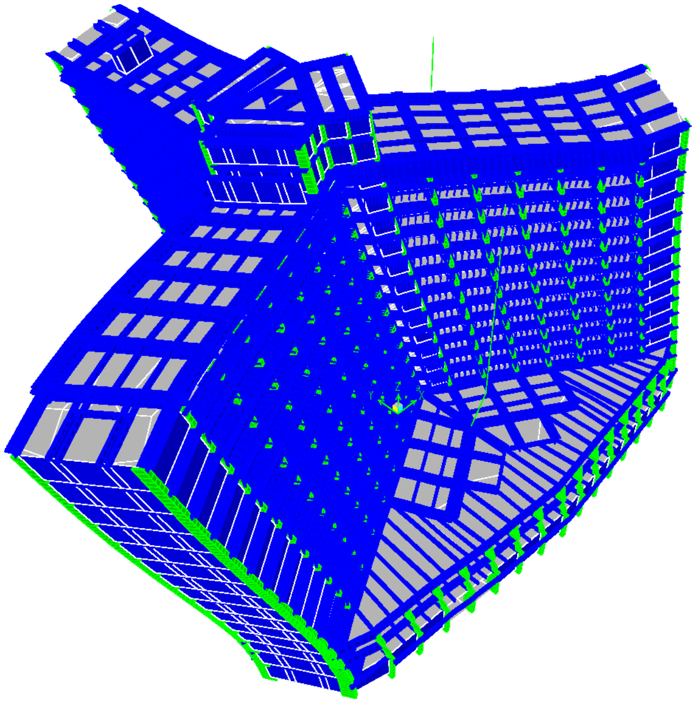


Figura 20 Primer modo de vibración del modelo con ISE (T_1=2.199s), visto desde el Ala B

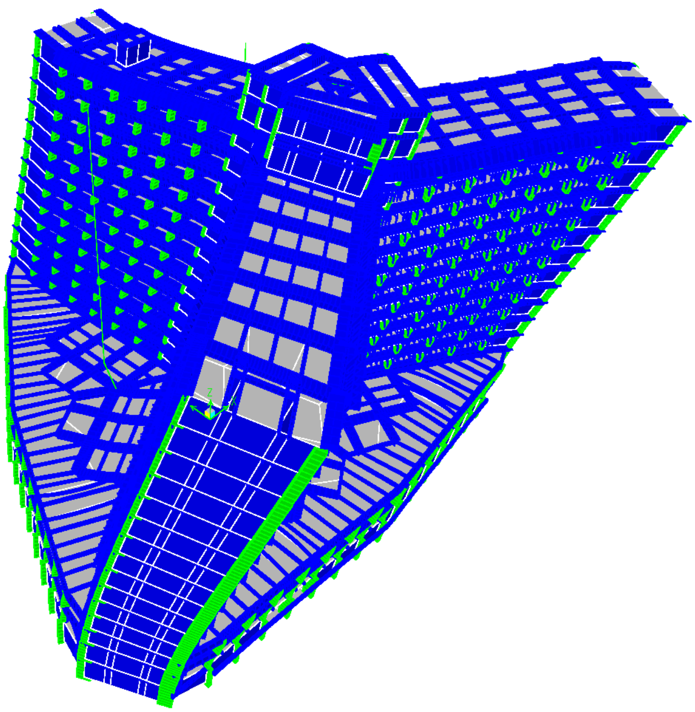


Figura 21 Segundo modo de vibración del modelo con ISE (T_1=2.185s), desde el Ala B

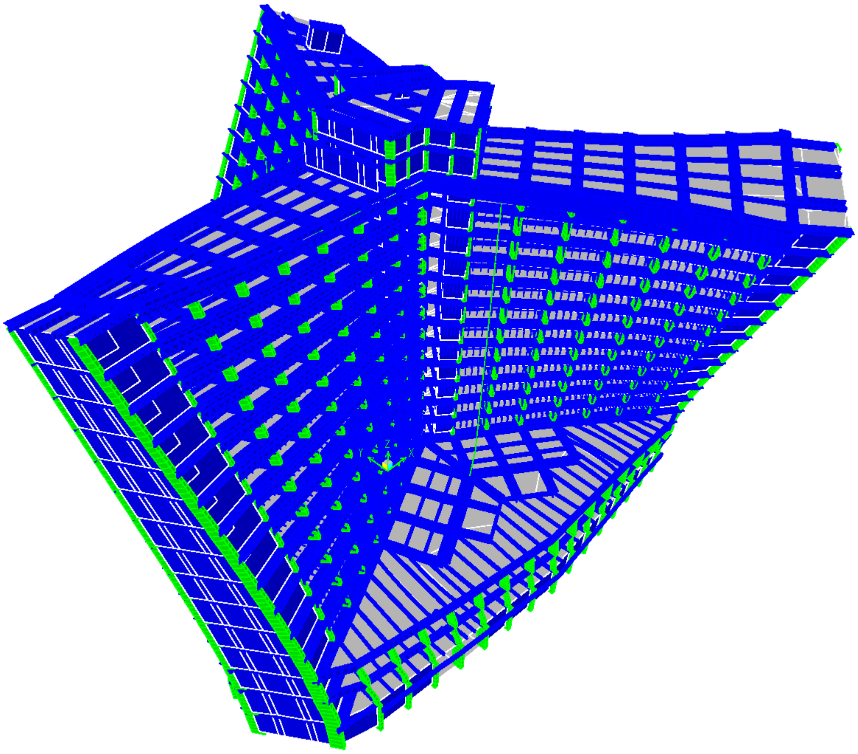


Figura 22 Tercer modo de vibración del modelo con ISE (T_1=1.842s), visto desde el Ala B

De la Fig. 22 se aprecia que el modo de torsión está dominado por la deformación de las Alas, las cuales rotan de manera casi individual y dispar, como consecuencia que el sistema de piso no es infinitamente rígido en su plano. La perspectiva también engaña un poco, pues las componentes de rotación son principalmente con respecto a un eje de rotación vertical (θ_z), pero si indica que la rotación no es pareja por la relativa flexibilidad del sistema de piso.

5.7 Revisión de estados límite para seguridad contra colapso

Para realizar la revisión de los estados límite para seguridad contra colapso para los espectros asociados al sismo máximo de diseño considerado en las NTCS-04 (2004), se utilizó el modelo tridimensional que considera la interacción suelo estructura.

El edificio se revisó tanto con el espectro inelástico propuesto por ERN (ERN-B) como el obtenido conforme al Apéndice A (AA-B). Conforme a lo establecido en las NTCS-04 (2004), en el análisis modal se incluyeron el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. En este estudio se utilizaron los primeros 50 modos de vibración, con lo cual se garantizó que al menos el 99.61% del peso de la estructura fuera considerada en cada dirección de interés.

Dado que los primeros dos modos de vibración se encuentran muy próximos entre sí (Tablas 3 a 5), se tomó en cuenta el acoplamiento entre ellos combinando las respuestas máximas mediante el método de la combinación cuadrática completa o CQC por sus siglas en inglés (por ejemplo, Newmark y Rosenblueth 1971). Como se mencionó anteriormente, se consideraron también los efectos P-Δ y la excentricidad accidental de masas.

Se hizo una revisión ante la condición de carga muerta (CM) más carga viva con intensidad máxima (CV_M) utilizando el factor de carga correspondiente (1.4). Conforme a lo establecido también en las NTCS-04 (2004), los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinaron tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. Por lo tanto, se tienen otras ocho combinaciones de carga por sismo en dirección X (S_x) e Y (S_y) con la carga muerta y la carga viva con intensidad instantánea (C_V). Por lo tanto, las nueve combinaciones de carga consideradas en estas revisiones fueron las siguientes:

Combinación 1 $1.4CM + 1.4CV_M$

Combinación 2 $1.1CM + 1.1CV + 1.1S_x + 0.33S_y$

Combinación 3 $1.1CM + 1.1CV + 1.1S_x - 0.33S_y$

Combinación 4 $1.1CM + 1.1CV - 1.1S_x + 0.33S_y$

Combinación 5 $1.1CM + 1.1CV - 1.1S_x - 0.33S_y$

Combinación 6 $1.1CM + 1.1CV + 0.33S_x + 1.1S_y$

Combinación 7 $1.1CM + 1.1CV - 0.33S_x + 1.1S_y$

Combinación 8 $1.1CM + 1.1CV + 0.33S_x - 1.1S_y$

Combinación 9 $1.1CM + 1.1CV - 0.33S_x - 1.1S_y$

5.7.1 Distorsiones de entrepiso y desplazamientos laterales

Se determinaron los desplazamientos totales de los niveles y las distorsiones angulares de entrepiso para las direcciones de análisis con el modelo de diseño utilizando ambos espectros. Los desplazamientos obtenidos con el espectro ERN-B se multiplicaron por Q=2 y las distorsiones de entrepiso correspondientes se revisaron con el límite propuesto por el Apéndice A, Δ=0.015 o Δ=1.5%, para marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=2). Los desplazamientos obtenidos con el espectro AA-B se multiplicaron por QR (conforme se establece en el Apéndice A de las NTCS-04), donde Q=2 y R=2 para el periodo fundamental de la estructura, por lo que QR=4. Las distorsiones de entrepiso correspondientes se revisaron también con el límite propuesto por el Apéndice A, Δ=0.015 o Δ=1.5%, para marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=2).

Los resultados se muestran en la Fig. 23, donde se aprecia que ante los espectros propuestos por ERN el edificio satisfacen de una manera muy justa el

límite de distorsión de entrepiso Δ=0.015 establecido en el Apéndice A de las NTCS-04 para marcos no dúctiles en todos los niveles. Conforme a los resultados del análisis con los espectros de ERN, el desplazamiento máximo en Azotea sería de 72.39 cm y de 79.2 cm en la caseta del elevador. Por los efectos de interacción suelo-estructura, el máximo desplazamiento horizontal en la cimentación al nivel de planta baja sería de 5.38 cm, por lo que la junta constructiva de 10 cm existente entre los edificios y el estacionamiento subterráneo anexo parece ser suficiente para que no exista ningún riesgo de choque. Los máximos movimientos del cajón de cimentación al nivel de la losa de estacionamiento serían de 2.36 cm en sentido horizontal y de 8.51 cm en dirección vertical.

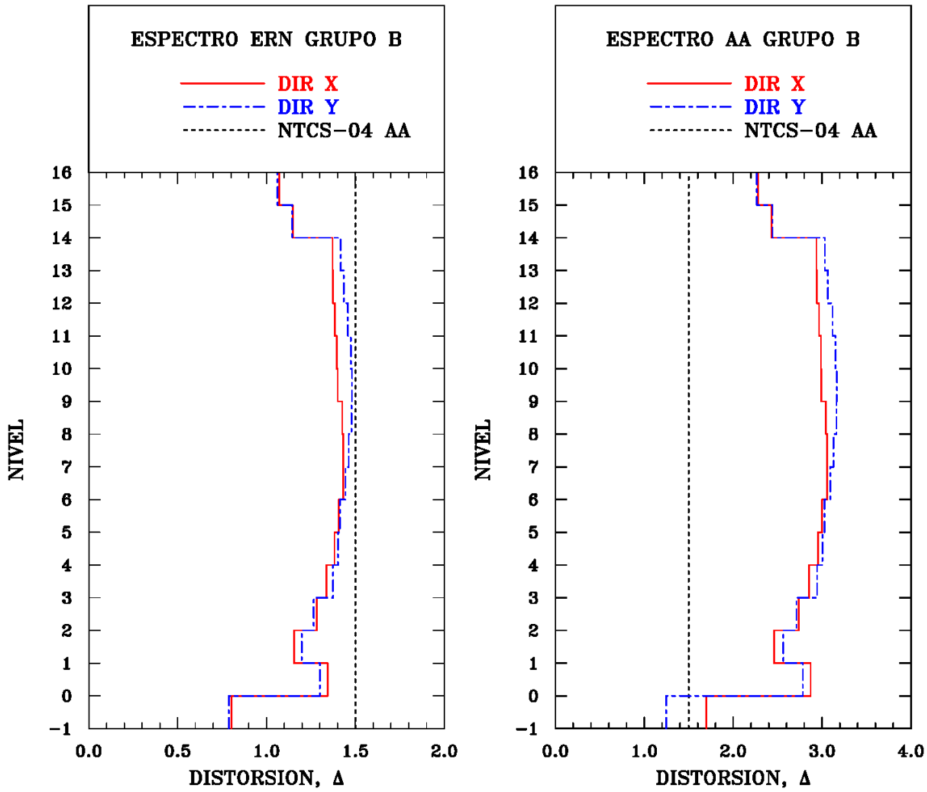


Figura 23 Revisión de distorsiones máximas de entrepiso para los espectros en estudio

De la Fig. 23 también se aprecia que ante los espectros calculados conforme el Apéndice A (AA), el edificio no satisface el límite de distorsión de entrepiso Δ=0.015 establecido en el Apéndice A de las NTCS-04 para marcos no dúctiles en todos los niveles. Conforme a los resultados del análisis con los espectros del Apéndice A, el desplazamiento máximo en Azotea sería de 1.55 m y de 1.69 m en la caseta del elevador. Por los efectos de interacción suelo-estructura, el máximo desplazamiento horizontal en la cimentación al nivel de planta baja sería de 5.74 cm, por lo que la junta constructiva de 10 cm existente entre los edificios y el estacionamiento subterráneo anexo es suficiente para que no exista ningún riesgo de choque. Los máximos movimientos del cajón de cimentación al nivel de la losa de estacionamiento serían de 2.53 cm en sentido horizontal y de 8.94 cm en dirección vertical.

Conforme a estos resultados, se puede concluir que aunque la estructura es muy flexible, satisface los requisitos de deformación asociados al espectro de sitio propuesto por ERN (2010), pero no cumpliría el límite de distorsión de entrepiso Δ=0.015 establecido en el Apéndice A de la NTCS-04 si es que se consideran el espectro definido conforme a ese cuerpo normativo.

En este sentido, cabe señalar que revisar los estados de deformación conforme a un espectro de diseño reglamentario puede ser muy conservador para una estructura existente como es el edificio en estudio. Por ello, quizás valdría la pena hacer una revisión más detallada de la respuesta de la estructura ante registros artificiales de aceleración para el sitio de interés asociados al sismo de diseño mediante análisis dinámicos paso a paso no lineales, donde se considere la resistencias y capacidad no lineal de sus elementos, para discernir si en efecto la estructura existente es o no muy vulnerable ante un futuro sismo intenso. También sería adecuado estudiar estrategias de reforzamiento o reestructuración que pudieran resultar efectivas, como pudiera ser incluir dispositivos disipadores de energía por histéresis y/o amortiguadores viscosos. Ambos planteamientos salen del alcance del presente estudio.

5.7.2 Revisión por resistencia de elementos estructurales principales con base experimental

Para determinar las resistencias más representativas de los elementos principales de concreto reforzado (columnas, vigas, losas y muros), se procesaron las resistencias índice a la compresión (f'_c) obtenidas de las muestras de corazones de concreto tomadas y ensayados por el IMCYC (2009). Se obtuvieron las estadísticas de 22 corazones en columnas, 15 en vigas, 16 en muros y 14 en losas, cuyos resultados se reportan en la Tabla 6.

Tabla 6 Resistencia a la compresión (f'_c) promedio de corazones de concreto en pruebas realizadas por el IMCYC (2009)

Columnas		Vigas		Losas		Muros	
σ	459.14	σ	410.00	σ	425.79	σ	466.81
S_{dev}	81.71	S_{dev}	55.20	S_{dev}	75.56	S_{dev}	85.25
σ -S_{dev}	377.42	σ -S_{dev}	354.80	σ -S_{dev}	350.23	σ -S_{dev}	381.56

Cabe señalar que la resistencia individual de los corazones tomados estuvo por encima del valor especificado para diseño de f'_c= 300 kg/cm^2. Sería excesivamente conservador revisar a un edificio existente con la resistencia nominal especificada en su diseño, si a cambio hay evidencia experimental que demuestra que individualmente y en el promedio, las resistencias son mayores. Por esta razón, se decidió hacer la revisión con ayuda del programa ETABS tomando los resultados de las pruebas del IMCYC (2009) atendiendo a dos criterios básicos:

a) el más conservador, donde se toma la resistencia estadística de la media menos una desviación estándar (σ-S_{dev}), que es un criterio análogo al que se emplea para la evaluación de conservación de edificios existentes de mampostería en California cuando existen datos experimentales (de hecho, ellos toman uno más conservador, la resistencia que está por encima del 20% y por debajo del 80% de la muestra, o un percentil 20).

Con base en ello, de la Tabla 6 se obtiene que entonces los valores de f'_c que deben tomarse bajo esta hipótesis son: f'_c=377.4 kg/cm^2 en columnas, f'_c=354.8 kg/cm^2 en vigas, f'_c=381.6 kg/cm^2 en muros y f'_c=350.2 kg/cm^2 en losas.

b) un criterio racional, dado el número de muestras ensayadas, donde se toma la resistencia estadística media (σ). Con base en ello, de la Tabla 6 se obtiene que entonces los valores de f'_c que deben tomarse bajo esta hipótesis son: f'_c=459.1 kg/cm^2 en columnas, f'_c=410 kg/cm^2 en vigas, f'_c=466.8 kg/cm^2 en muros y f'_c =425.8 kg/cm^2 en losas.

Vigas principales y secundarias

Con ayuda del módulo de diseño de elementos de concreto reforzado del programa ETABS se revisaron las trabes acarteladas, los volados de sección variable, las vigas prismáticas principales y las vigas secundarias. Ante el enorme número de vigas que existen, las particularidades de algunos de los armados (y la ausencia de algunos planos), y las nueve combinaciones de carga a considerar, se decidió comparar directamente el área máxima total de refuerzo longitudinal en los extremo y/o conexión viga-columna que proporciona el módulo de diseño del ETABS (área de acero positivo más negativo) con los refuerzos máximos totales provistos a flexión (definidos de igual manera) en los extremos o conexiones de las vigas con las columnas, según se podía calcular mediante planos.

Conforme a las distintas revisiones hechas, se detectó que el elemento crítico por flexión es el volado de la trabe acartelada del Eje 4 según planos en el Nivel 6, para la cual la demanda máxima de refuerzo total por flexión sería, tomando el criterio de la resistencia estadística de la media menos una desviación estándar de la resistencia a la compresión del concreto ($\sigma - S_{dev}$) y un esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo f_y=4,200 kg/cm^2: a) con el espectro de ERN, A_{sreq}=128.46 cm^2 y b) con el espectro del Apéndice A, A_{sreq}=137.16 cm^2. Si se toma la resistencia estadística media a la compresión del concreto (σ) y se considera que el esfuerzo de fluencia real del acero de refuerzo es 1.25f_y, como se reconoce en las NTCC-04 (2004) cuando se hace un diseño por capacidad y se revisan las conexiones, entonces las demandas máximas de refuerzo por flexión en ese mismo elemento y nivel serían: a) con el espectro de ERN, A_{sreq}=102.76 cm^2 y, b) con el espectro del Apéndice A, A_{sreq}=109.74 cm^2. Según los planos estructurales, el refuerzo total por flexión provisto para ese elemento es A_{stot}=221.05 cm^2, por lo que se puede concluir que todas las vigas principales tienen suficiente resistencia por flexión.

De igual manera, al revisar por cortante con las resistencias experimentales, se obtuvo que en muchas ocasiones se requeriría la separación máxima o, donde esto no sucede, se requeriría una cuantía de refuerzo transversal que lideraría a una separación de estribos mayor a la que se dispone, según la información en planos.

La revisión de las vigas secundarias (25 x 50 cm) antes cargas gravitacionales también resulta satisfactoria en términos de resistencia a flexión y cortante.

Columnas

También con ayuda del módulo de diseño de elementos de concreto reforzado del programa ETABS se revisaron las columnas. De igual manera, se decidió comparar directamente el área máxima total de refuerzo longitudinal de las columnas más demandadas que proporciona el módulo de diseño del ETABS con los refuerzos longitudinales provistos, según se podía calcular mediante planos o mediante la información proporcionada por el IMCYC. Ambas informaciones se reportan en la Tabla 7.

Tabla 7 Comparación de los refuerzos longitudinales provistos (según planos) en las columnas principales del edificio con las máximas demandas de refuerzo obtenidas con el ETABS

Nivel	Sección (cm x cm)	As (cm^2)	ρ	As (cm^2) ERN σ-S_{dev}	As (cm^2) ERN σ	As (cm^2) AA σ-S_{dev}	As (cm^2) AA σ
PB	50x166	231.98	0.0281	245.21	194.29	253.62	206.89
N1	50x165	162.30	0.0197	137.13	115.15	148.50	131.23
Fachada	125.6x43	No info	No info	144.67	113.49	154.75	127.34
PB	180x55	326.83	0.0330	392.03	305.99	452.05	372.97
N1	165x50	231.98	0.0281	286.50	230.50	343.54	277.17
N2-N3	150x45	205.85	0.0305	289.78	236.81	337.53	271.21
N4-N5	140x45	178.61	0.0284	185.78	156.12	217.25	174.40
N6-N7	130x45	179.88	0.0307	167.47	137.40	174.99	149.99
N8-N9	120x45	170.22	0.0315	152.79	123.91	158.88	133.82
N10-N11	110x45	174.18	0.0352	141.61	116.21	145.57	122.59
N12-N13	100x45	132.38	0.0294	132.09	111.10	134.72	115.23

De la observación de la Tabla 7 se aprecia que, en términos generales, las columnas principales cuentan con refuerzo suficiente para satisfacer las demandas entre los niveles N6 a N13, donde el eje de columnas crítico es el Eje 3 según planos. Sin embargo, el refuerzo provisto en las columnas de los niveles 4 y 5 es ligeramente escaso para soportar las máximas demandas (en los Ejes 3 y 8, más el Eje 2 (del muro del elevador), a menos que se considere la resistencia a la compresión estadística media del concreto (σ) y se considera que el esfuerzo de fluencia real del acero de refuerzo es $1.25f_y$. El refuerzo provisto en las columnas de los niveles PB a N3 resulta escaso para soportar las máximas demandas, que se presentan en los ejes de los muros de concreto del elevador (Eje 2), del muro de concreto perimetral (Eje 9) y los dos ejes aledaños a estos muros (Ejes 3 y 8). La condición que origina estas demandas excesivas de refuerzo es la axialización de estas columnas en esos niveles.

En términos de una evaluación global, las columnas del edificio serían apenas adecuadas ante la acción de sismos asociados al espectro de ERN sólo si se considera la resistencia a la compresión estadística media del concreto (σ) y que el esfuerzo de fluencia real del acero de refuerzo es $1.25f_y$, donde sólo serían escasas en el nivel N2, por la transición de plantas.

Al revisar por cortante con las resistencias experimentales, se obtuvo que en la inmensa mayoría de los casos se requeriría de una cuantía de refuerzo transversal que lideraría a una separación de estribos mayor a la que se dispone, según la información en planos, aun en los casos de mayores demandas (dado que el refuerzo se requiere por carga axial y no tanto por flexión), por lo que existe certeza que las columnas no fallarían por cortante.

Muros

Se revisaron todos los muros (mampostería y concreto reforzado). Sin embargo, en este artículo se priorizan principalmente a los muros de concreto del eje de elevadores y los perimetrales o cabeceros, dado que resulta claro que ante la condición extrema de diseño, la mayoría de los muros de mampostería no serían capaces de acomodar las distorsiones de entrepiso de diseño (Fig. 12) sin experimentar un daño muy severo. De hecho, los esfuerzos cortantes máximos que se desarrollarían en todos los muros superan los 10 kg/cm^2 en varios niveles (analizados tanto con los espectros de ERN como el del Apéndice A), muy por encima de las resistencias de diseño actuales para mampostería confinada que no sobrepasan de 6 kg/cm^2 para mampostería confinada hecha con tabique rojo recocido de gran calidad y con evidencia experimental.

Para hacer esta revisión se prefirió, por facilidad de presentación, estimar los esfuerzos cortantes y normales principales obtenidos del análisis con el programa ETABS. Las combinaciones críticas empleando los espectros de ERN fueron las combinaciones 5 y 9), mientras que para los espectros del Apéndice A (AA) fue la combinación 5. En aras de salvar espacio, en este artículo sólo se presentan y discuten los resultados del muro crítico en las Figs. 24 y 25. Cabe señalar que los contornos de los esfuerzos son indicativos, pues por el tamaño del modelo tridimensional del edificio resultaba imposible hacer un mallado más fino para aumentar la precisión de los valores de los esfuerzos obtenidos, sobre todo en las zonas donde se concentran los esfuerzos y, por ello, los contornos cambian abruptamente.

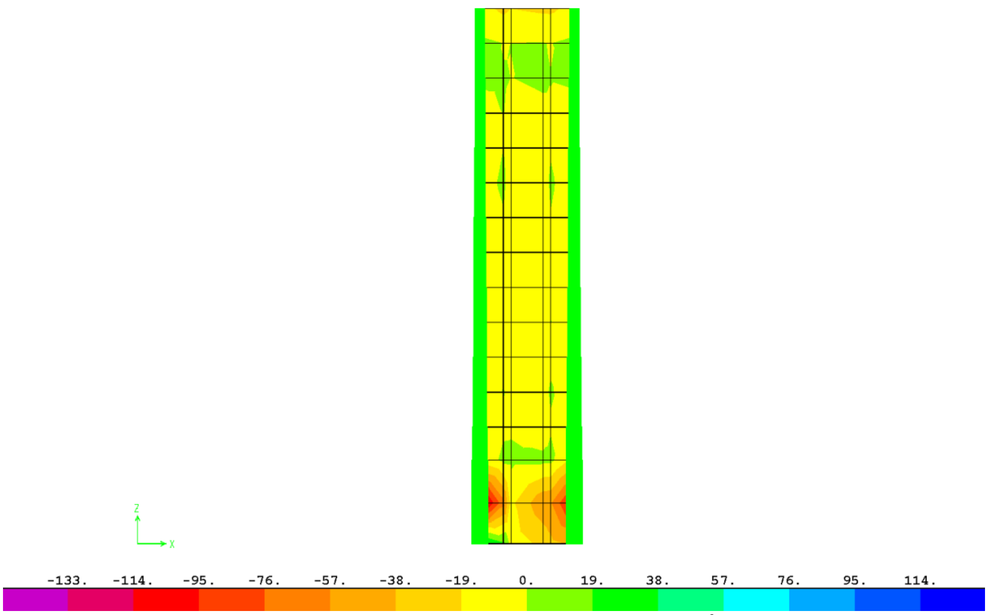


Figura 24 Esfuerzos normales en el muro perimetral, combinación 5, espectros de ERN

De la observación de los esfuerzos normales para el muro de concreto perimetral, que está atrás de las escaleras extremas (Fig. 24), se aprecia que los esfuerzos máximos a compresión no rebasan los 100 kg/cm^2 y los de tensión no rebasan los 19 kg/cm^2. Ambos esfuerzos son resistidos sin mayor problema por los muros y sus armados, según consta en los planos originales. Los esfuerzos

normales críticos se desarrollarían en planta baja, y consecuencia de la restricción parcial a deformarse por el contacto con el suelo por la interacción suelo-estructura. Es por ello es precisamente donde se incluyeron los resortes que modelan la interacción donde se concentran los esfuerzos.

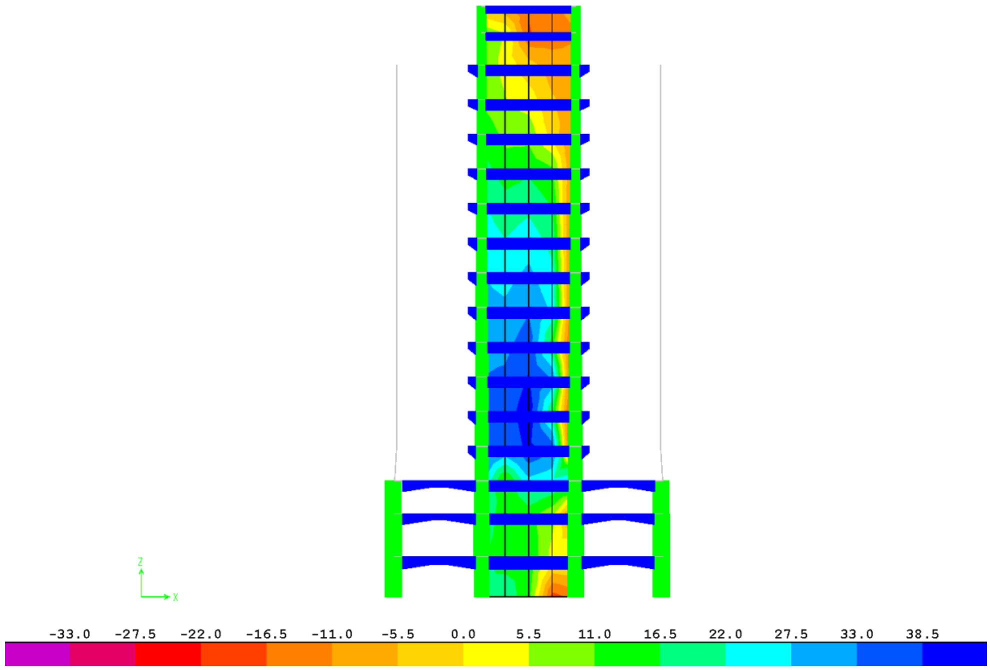


Figura 25 Esfuerzos cortantes en el muro de elevadores centrales, combinación 5, espectros de ERN

Se aprecia también en la Fig. 25 que los esfuerzos cortantes críticos no rebasan los 37 kg/cm^2 en el muro de elevadores centrales. En el muro extremo no rebasa los 44 kg/cm^2 (no mostrado). Conforme a las NTCC-04, el concreto por si solo podría tomar $v_{cr} = 0.85\sqrt{f_c^*}$, que sería aproximadamente 16.43 kg/cm^2 tomando la resistencia media de los cilindros, por lo que en el peor de los casos la cuantía de refuerzo por cortante necesaria para tomar los 27.5 kg/cm^2 faltantes sería ρ=0.0066, que es inferior a la provista en el diseño de los muros. El esfuerzo cortante último permitido para diseño en las NTCC-04 es $v_u = 2\sqrt{f_c^*}$, que es 38.59 kg/cm^2, el cual pudiera ser rebasado por el muro extremo. Sin embargo, cabe señalar que para revisión de una estructura existente, en la cual además se dispone de los resultados de pruebas experimentales, sería más adecuado no castigar la resistencia a corte en función de f^*_C y emplear en su lugar f'_c, como se hace en el reglamento ACI-318 (2014), por lo que se justifica estimar el esfuerzo cortante último permitido como $v_u = 2\sqrt{f_c'}$, que sería v_u=43.21 kg/cm^2. Bajo esta hipótesis, el muro exterior rebasaría este límite, aunque dispone de refuerzo por cortante suficiente para resistir más de ese esfuerzo.

De la revisión de los muros ante la combinación crítica (combinación 5) utilizando los espectros del Apéndice A, se observó que aunque no existiría mayor dificultad para soportar los esfuerzos normales máximos de compresión de 36 kg/cm^2 (muro de elevadores, no mostrado) y132 kg/cm^2 (muro exterior, no

mostrado) y esfuerzos normales de tensión menores a 22 kg/cm^2, el problema sería que el muro exterior soportara los esfuerzos cortantes máximos cercanos a 60 kg/cm^2 (no mostrado). Para discernir lo anterior se tendría que hacer un análisis más refinado, lo que rebasa el alcance de esta revisión.

Por lo tanto, se puede concluir que: a) la condición crítica de los muros es cortante, b) los muros de concreto reforzado críticos son los muros exteriores o perimetrales y, c) los muros son en general adecuados para resistir las acciones sísmicas asociadas al espectro ERN, pero pueden ser rebasados por las fuerzas sísmicas asociadas al espectro del Apéndice A (AA).

Losas

Se revisaron todas las losas. Con fines ilustrativos, en este artículo sólo se presentan los resultados de las losas tipo más esforzadas. Para hacer esta revisión se estimaron también los esfuerzos cortantes y normales principales obtenidos del análisis con el programa ETABS. Por fines de espacio e ilustrativos sólo se presentan los resultados para la combinación más crítica (combinación 5) empleando los espectros de ERN, pues los contornos con el espectro del Apéndice A (AA) son similares pero con valores un poco más intensos. Igualmente, se recuerda que los contornos de los esfuerzos son indicativos, pues por el tamaño del modelo tridimensional del edificio resultaba imposible hacer un mallado más fino para aumentar la precisión de los valores de los esfuerzos obtenidos, sobre todo en las zonas donde se concentran los esfuerzos y, por ello, algunos contornos cambian abruptamente.

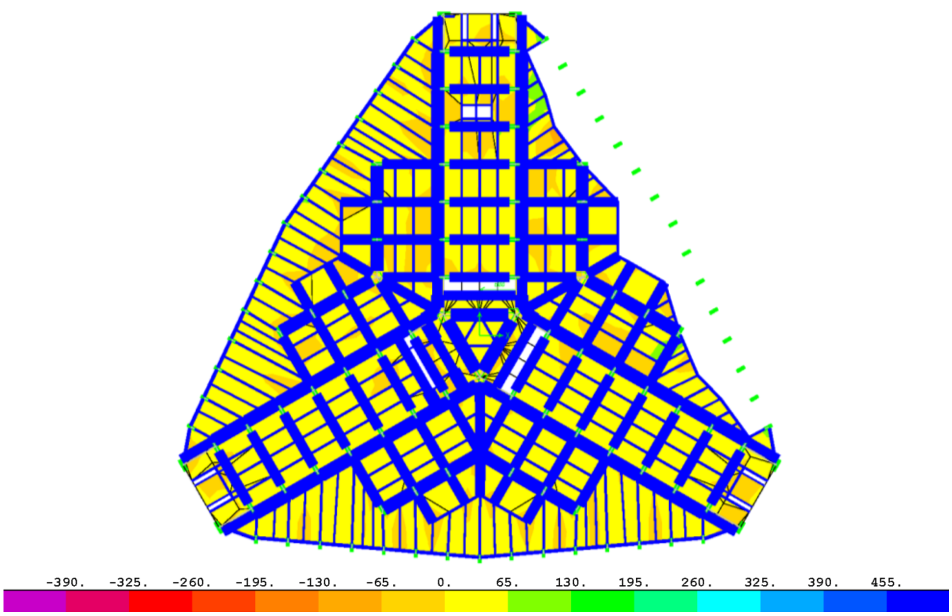


Figura 26 Esfuerzos normales en losa de Nivel 1, combinación 5, espectros de ERN

De la observación de los esfuerzos normales para las losas de referencia (Figs. 26 y 27) se aprecia que los esfuerzos máximos a compresión no rebasan los 180 kg/cm^2, que pueden ser soportados por las losas. Las losas que presentan

esfuerzos de tensión importantes son la de Planta Baja (cercanos a 120 kg/cm^2), Nivel 1 en una región muy pequeña cercana a la abertura del mezzanine (máximo de 195 kg/cm^2, Fig. 26) y los Niveles 10 a Azotea, donde las mayores zonas en tensión se presentan en la losa del Nivel 11 y sobre todo en el Ala A, pero estos esfuerzos no rebasan los 70 kg/cm^2 (Fig. 27).

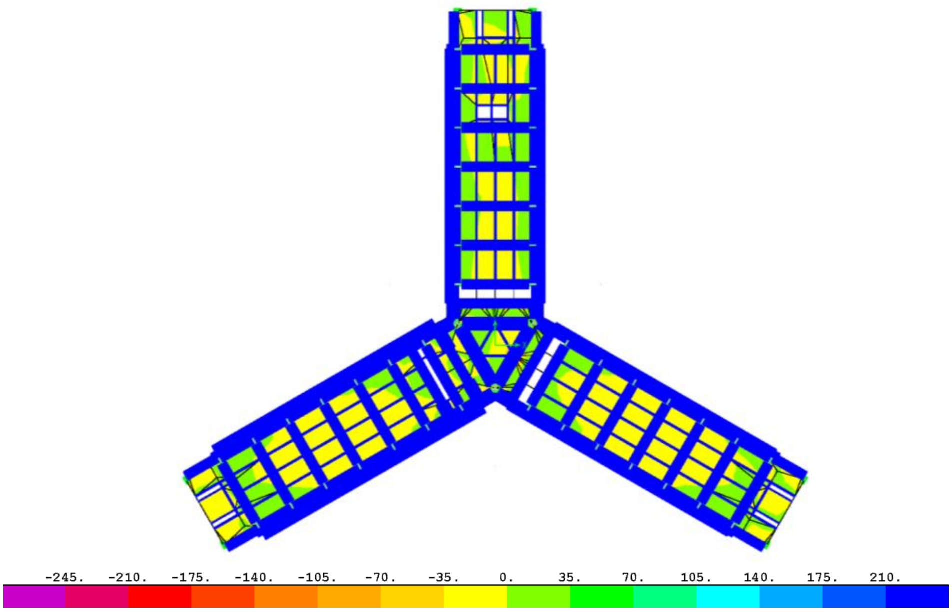


Figura 27 Esfuerzos normales en losa de Nivel 11, combinación 5, espectros de ERN

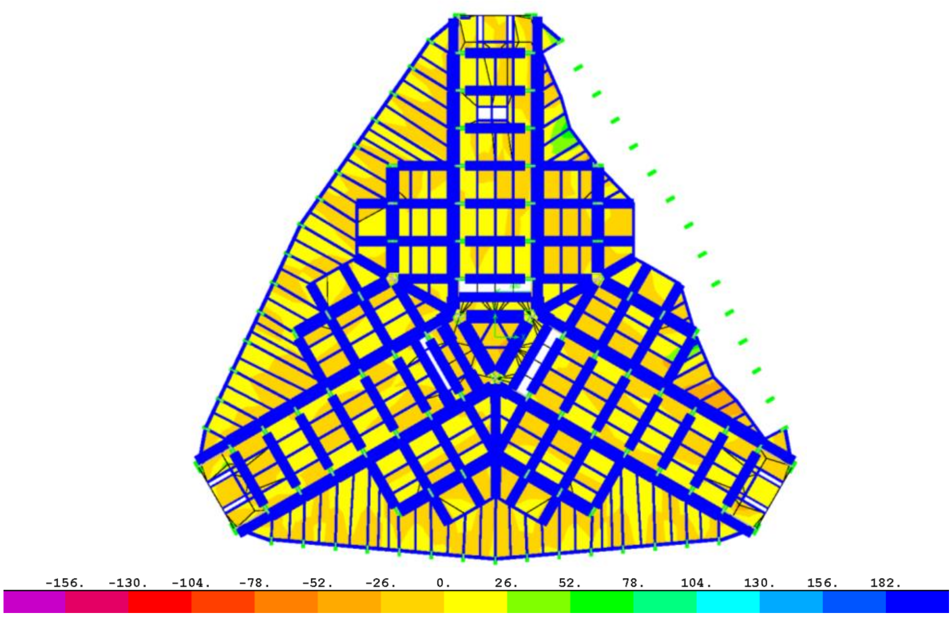


Figura 28 Esfuerzos cortantes en losa de Nivel 1, combinación 5, espectros de ERN

De la observación de los esfuerzos cortantes para las losas de referencia, se aprecia que sólo se pueden presentar esfuerzos cortantes altos en la losas de Planta Baja y Nivel 1 (Fig. 28), que oscilan entre 53 y 78 kg/cm^2 lo que indicaría que estas losas experimentarían un comportamiento no lineal ante la acción de un sismo intenso y, muy seguramente, experimentarían agrietamientos importantes.

Cimentación

Dadas las características del modelo tridimensional, donde se consideró un espesor equivalente de la losa de cimentación al nivel de desplante de la losa de sótano, y no al fondo del cajón de cimentación, dada la complicada geometría que este posee, la revisión de los esfuerzos en el cajón de cimentación es ilustrativa y, en este caso, es más representativa la revisión de los esfuerzos normales. Por ello, en las Fig. 29 se presentan los esfuerzos normales de la losa equivalente empleada para modelar al cajón de cimentación ante la combinación crítica (combinación 5). Se aprecia que los esfuerzos de compresión no rebasan los 150 kg/cm^2, por lo que aún amplificándolos de manera simplificada por un factor de 1.62 para considerar el espesor real de 25 cm de la losa de cimentación (en realidad debe ser menores, si se modelara la geometría de contratrabes y los robustos muros de cimentación por debajo de la losa del sótano), los esfuerzos máximos de compresión serían alrededor de 243 kg/cm^2, que de acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayes de corazones de concreto en las losas (IMCYC 2009, Tabla 6), debe resistir sin mayor problema el robusto cajón de cimentación diseñado.

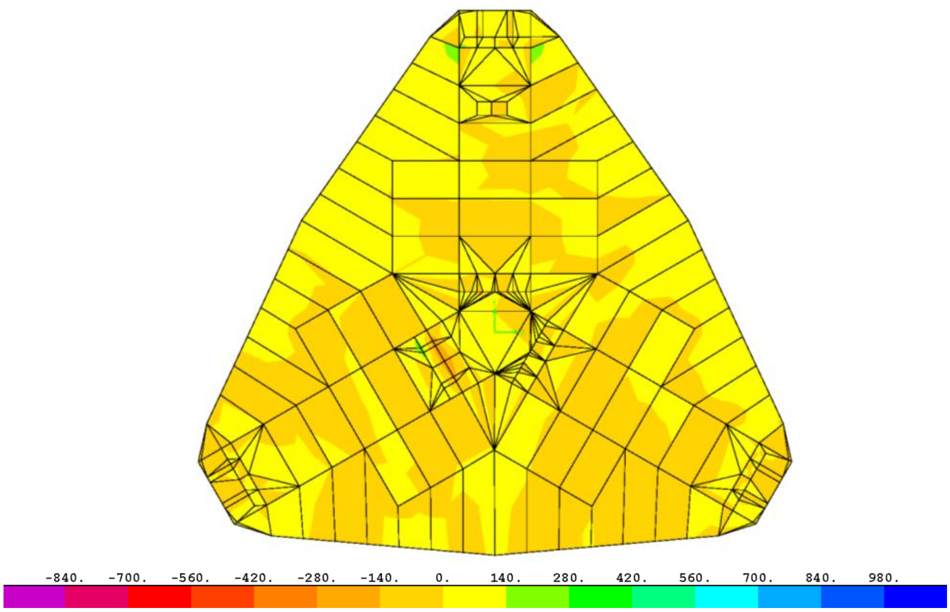


Figura 29 Esfuerzos normales en losa equivalente de Cimentación, combinación 5, espectros de ERN

Como se comentó anteriormente, de acuerdo con los resultados de los análisis que incluyen los efectos de la interacción suelo-estructura, si se consideran los espectros de ERN, el máximo desplazamiento horizontal en la

cimentación al nivel de planta baja sería de 5.38 cm, por lo que la junta constructiva de 10 cm existente entre los edificios y el estacionamiento subterráneo anexo parece ser suficiente para que no exista ningún riesgo de choque. Los máximos movimientos del cajón de cimentación al nivel de la losa de estacionamiento serían de 2.36 cm en sentido horizontal y de 8.51 cm en dirección vertical. Las máximas descargas de los resortes que modelan la interacción suelo estructura son de 3,157.3 toneladas en compresión y 1,942.1 toneladas en tensión. Dado que el modelo tridimensional incluye 225 resortes para modelar la rigidez vertical de la cimentación y que en realidad se tienen 918 pilotes de 60 cm de diámetro, estas descargas máximas deben ser totalmente satisfechas, pues suponiendo que la resistencia real del concreto de los pilotes fuera de 350 kg/cm^2, a la compresión, sin el aporte del acero de refuerzo, soportarían 989.6 toneladas cada uno.

Si en cambio se considera el espectro del Apéndice A (AA), el máximo desplazamiento horizontal en la cimentación al nivel de planta baja sería de 5.74 cm, por lo que la junta constructiva de 10 cm existente entre los edificios y el estacionamiento subterráneo anexo es suficiente para que no exista ningún riesgo de choque. Los máximos movimientos del cajón de cimentación al nivel de la losa de estacionamiento serían de 2.53 cm en sentido horizontal y de 8.94 cm en dirección vertical. Las máximas descargas de los resortes que modelan la interacción suelo estructura son de 3,317.4 toneladas en compresión y 2,105.1 toneladas en tensión. Como se aprecia, las demandas en la cimentación cambian muy poco si se considera el espectro reducido para fines de diseño de ERN o el del Apéndice A, por lo que las observaciones sobre la competencia de los pilotes existentes a tomar las descargas máximas es la misma.

6 COMENTARIOS FINALES

El edificio en estudio es una estructura que se diseñó y construyó hace cerca de 50 años, donde se utilizaron los mejores criterios de análisis y diseño de esa época y, donde se aprecia de los planos originales, participaron en su diseño ingenieros estructurales del más alto nivel y prestigio académico. A pesar que los reglamentos de construcción de ese entonces especificaban un coeficiente sísmico constante (c=0.06 en el Reglamento de 1966) que era independiente del periodo fundamental de vibración del suelo y los de la estructura, es decir, aún no existía el concepto de espectros de diseño sísmico en los Reglamentos de Construcción y que no existía el concepto de diseño por irregularidad estructural, y el diseño se hizo seguramente con base en métodos aproximados por no existir programas de análisis estructural comerciales en ese entonces, el edificio ha tenido una notable respuesta estructural, dado que ya resistió con éxito sin mayores daños, desde el punto de vista estructural sismos tan intensos, como: a) el del 14 de marzo de 1979 (M=7.6), conocido como el sismo de la Ibero, b) el sismo del 19 de septiembre de 1985 (M=8.1) y su fuerte réplica del 20 de septiembre y, c) el sismo del 25 de abril de 1989 (M=6.9).

Es muy notable que siendo una estructura con tantas irregularidades estructurales (no satisface 8 de las 11 condiciones de regularidad actualmente establecidas en los reglamentos de México), que fueron consecuencia de satisfacer requisitos (y a veces caprichos) arquitectónicos, siga en pie y en servicio

y pueda presumir que sobrevivió un sismo de la envergadura del sismo del 19 de septiembre de 1985 sin daño estructural grave. Existen en el mundo muchas estructuras con menos irregularidades que no pueden presumir lo mismo, incluso ante la acción de sismos de menor intensidad que el del 19 de septiembre de 1985 (por ejemplo, Tena 2010).

Con base en la revisión de la información técnica proporcionada, inspección estructural y de las condiciones estructurales actuales de la edificación, se desarrolló un modelo tridimensional muy completo que incluye todos los aspectos ya enunciados y detallados en el artículo. El estudio también revisó y consideró las condiciones de irregularidad que el edificio posee y las tomó en cuenta en la definición de los espectros inelásticos de diseño. Todos estos aspectos juntos no se habían considerado en estudios previos.

En nuestra opinión profesional, después de haber realizado un análisis muy detallado de la estructura con el modelo descrito, y de haber revisado toda la información relevante antes descrita, poder hacer las siguientes conclusiones:

1. Las razones principales de que este edificio haya sobrevivido con éxito sismos previos tan fuertes como los mencionados anteriormente se deben, por supuesto, a que se proporcionó un refuerzo adecuado y con un detallado estructural superior al estándar de su época, aunque no cumple estándares actuales para considerarse como detallado dúctil, y según lo corroboran las pruebas realizadas por el IMCYC, la resistencia índice a la compresión del concreto obtenida a partir de pruebas de corazones es en promedio muy superior a la especificada en su diseño, razones principales por lo que la sobrerresistencia de esta estructura es grande, muy posiblemente mayor al factor R=2 actualmente considerado por las NTCS-04.
2. Sin embargo, los mayores problemas de esta estructura en su respuesta sísmica, además de las irregularidades estructurales, es el hecho que tiene una alta flexibilidad estructural. Esta alta flexibilidad lateral es consecuencia, por una parte, que el módulo de elasticidad del concreto es bajo (entre 150,000 y 160,000 kg/cm^2), que sin embargo satisface el especificado en esa época que era $E_c = 8500\sqrt{f'_c}$, que sería aproximadamente E_c=147,224 kg/cm^2 para el esfuerzo nominal de diseño f'_c=300 kg/cm^2. Otras razones son la esbeltez global de la estructura, la relación de aspecto de las Alas, las aberturas de los sistemas de piso, y el poseer su dirección corta, donde se disponen las trabes acarteladas, esencialmente marcos de una sola crujía con un gran claro (más de 10 m) a partir del Nivel N2 y, además, con volados no despreciables de 3.5 metros.
3. Después de haber realizado un análisis muy detallado de la estructura con un modelo tridimensional muy completo, como se describe en el artículo, nuestra opinión profesional es que aunque el edificio pudiera resistir la acción de un sismo muy intenso como el considerado en el espectro de ERN (2010) para una estructura del grupo B y salvaguardar la vida de sus ocupantes, previniendo su colapso, lo cierto es que globalmente se indica que esto sería tolerando un daño que pudiera ser muy severo en algunos

elementos estructurales, principalmente en algunas losas de entrepiso, en todos los muros de mampostería, en los muros de concreto reforzado del perímetro y en las columnas ubicadas en los ejes de los muros de concreto y aledaños a él de los niveles de Planta Baja al Nivel 3. Este escenario, que corresponde al de seguridad contra colapso, pondría al edificio en un cierre de operación para valorar los daños y tomar una decisión sobre su rehabilitación o su demolición, dependiendo del nivel de daño estructural severo que llegara a presentarse. El escenario es peor considerando el espectro del Apéndice A de las NTCS-04 para el periodo del sitio de la estructura, pues como se detalla en el informe, el escenario de daño en los elementos estructurales anteriormente descritos es más severo que con el espectro de ERN y, además, conforme a lo establecido en el Apéndice A de las NTCS-04, los límites de distorsión de entrepiso no serían satisfechos.

Tomando en cuenta todo lo anterior, y al hecho de que la revisión estructural se solicitó porque existía alguna inquietud sobre los desplazamientos que se percibieron después de la acción de algunos sismos recientes, que se confirma se deben a la gran flexibilidad lateral del edificio, en nuestra opinión profesional la acción más adecuada para aumentar la seguridad de la estructura, y al mismo tiempo preservar la inversión de la institución y el confort de sus usuarios por los próximos 25 a 50 años sería contemplar un esquema de refuerzo o restructuración de la estructura. Para ello, el esquema de reestructuración que pretenda implantarse debe considerar todos los aspectos dinámicos de la estructura actual y su interacción con el sitio, además de su capacidad.

Una solución para reducir la flexibilidad lateral sería rigidizar a la estructura, pero para que esta técnica fuera efectiva, tendría que ser un esquema de rigidización muy invasivo para garantizar que el periodo de la estructura rigidizada se moviera fuera del periodo de resonancia y, suponiendo que el objetivo fuera reducir el periodo a 1.1s, esto indicaría que la rigidez efectiva tendría que aumentar cuatro veces. Esto seguramente requeriría del refuerzo de muchas crujías con contravientos, el encamisado de muchas vigas y columnas, el refuerzo y rigidización de los sistemas de piso para garantizar la transmisión de las fuerzas sísmicas y, seguramente una intervención de la cimentación para soportar las descargas adicionales asociadas a este esquema de refuerzo.

A nuestro parecer, las dos soluciones que pudieran ser más atractivas por ser menos invasivas, son las siguientes: a) reducir las fuerzas actuantes y los desplazamientos laterales por medio de reducir las demandas espectrales incrementando el amortiguamiento efectivo de la estructura mediante la adición de amortiguadores viscosos como los implantados en la Torre Mayor o, b) reducir las fuerzas actuantes y los desplazamientos laterales por medio de la inclusión de disipadores de energía de tipo histerético, en un esquema de contraventeo menos invasivo como los contravientos Chevrón o en V invertida, o contravientos restringidos contra pandeo (o BRBs por sus siglas en inglés), también idealmente en un esquema de V invertida. Por supuesto, estos esquemas también requerirían del refuerzo de algunos elementos, pero muy seguramente no requerirían una intervención de la cimentación.

Se recomendó a la institución dueña del inmueble que, en caso de que se decida rehabilitar a la estructura, en el proyecto de refuerzo estructural se exija,

entre otros aspectos, los siguientes. Demostrar, mediante análisis dinámicos paso a paso no lineales con registros de aceleración sintéticos y asociados al espectro de diseño elástico para el sitio, la efectividad y nivel de protección que el esquema de rehabilitación propuesto proporcionaría a la estructura. En estos análisis dinámicos paso a paso no lineales de debe considerar la posible respuesta no lineal de todos los elementos estructurales existentes, así como los adicionales por el esquema de rehabilitación, y se debe modelar la interacción suelo-estructura a un nivel de detalle al menos similar al presentado en este estudio. Esto permitirá a la institución tener seguridad la certidumbre de a qué nivel se encontrará protegido el edificio y si el desempeño estructural último satisface las expectativas de instituto para realizar tan importante inversión.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio se realizó dentro del Convenio de Colaboración 214009 entre el Instituto de Seguridad y Servicios Sociales de los Trabajadores del Estado y la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco

REFERENCIAS

1. ACI-318 (2014), *Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14) and commentary (ACI 318R-14)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
2. Arnold, C. y Reitherman, R. (1986), *Configuración y diseño sísmico de edificios*, primera edición, Editorial Limusa.
3. Basurto, M. y Casillas, G. (1996), "Comportamiento sísmico de un edificio irregular diseñado conforme a las disposiciones del Reglamento del Distrito Federal", *Tesis de Licenciatura*, Universidad Iberoamericana, octubre.
4. Cheja, C. (1997), "Comportamiento sísmico de un edificio esbelto de acero estructural diseñado conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias", *Tesis de Licenciatura*, Universidad Iberoamericana, junio.
5. CSI-2005 (2005), *CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, octubre.
6. De la Colina, J. (2001), "Diseño estático de edificios de varios pisos susceptibles a torsión sísmica", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 65, pp. 1-16.
7. De la Llera, J. C. y Chopra, A. K. (1995), "Estimation of accidental torsion effects for seismic design of buildings", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 1, pp. 102-114.
8. ERN (2010), "Espectro sísmico de sitio para un edificio de 13 niveles en la colonia Buenavista, México D.F.", Ten Arquitectos.
9. Esteva, L. (1963), "Los temblores de mayo de 1962 en Acapulco", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, No. 2, pp 39-62, diciembre.

10. Esteva, L., Rascón, O. A. y Gutiérrez, A. (1970), "Lecciones de algunos temblores recientes en América Latina", *Ingeniería Sísmica*, No. 3, pp 1-28, mayo.

11. Gómez, C., Tena, A. y del Valle, E. (1996), "Estudio de dos estructuras irregulares diseñadas a bajos niveles de distorsión conforme al RCDF-93", *Memorias, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán, Vol. I, pp. 287-296, noviembre.

12. Guerrero, G. (1965), "Reparación y refuerzo de edificios dañados por el sismo del 3 de mayo de 1965 en la ciudad de San Salvador, El Salvador", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol. III, No. 2, pp 61-69, diciembre.

13. Guevara, T. (2009), *Arquitectura moderna en zonas sísmicas*, primera edición, Editorial Gustavo Gili, SL, Barcelona, España, ISBN: 978-84-252-2292-4.

14. IMCYC (2009), "Estimación de propiedades físicas del material y de distribución de armados de refuerzo, levantamiento geométrico –estructural. Edificio FFCC-ISSSTE Buenavista", *Informe técnico IT-01-378-2009*. Ten Arquitectos.

15. Lagos, R. (2014), "Proyecto Costanera Center Santiago – Chile. Diseño estructural y construcción de la Torre Costanera, la más alta de latinoamérica", *Memorias, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, CDROM, noviembre.

16. Meli, R., López, O. y Miranda, E. (1985), "Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México Parte III. Comportamiento de edificios dañados. Anexo 1. Edificios dañados en 1957", *Informe Interno*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

17. Moehle, J. (2010), "27 March 2010, offshore Maule, Chile earthquake", *EERI Learning from Earthquakes Program*, Presentado en una reunión técnica en Berkeley, California. Presentación disponible en http://peer.berkeley.edu/events/pdf/2010/Moehle_LFE_briefing_in_Berkeley.pdf.

18. Murià, D. (1990), "Propiedades dinámicas del edificio del Centro Administrativo de Ferrocarriles Nacionales de México", *Informe Interno*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

19. Newmark, N. M. y Rosenblueth, E. (1971), *Fundamentals of earthquake engineering*, primera edición, Prentice Hall.

20. NTCC-04. (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo I, No. 103-BIS, octubre, pp. 107.

21. NTCS-04. (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre, pp. 55.

22. Orozco, V. y Reinoso, E. (2007), "Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 76, pp 61-87.

23. Rangel, J. L., Tena, A. y Gómez, A. (2011), "Comportamiento observado en estructuras y subsuelo del valle y ciudad de Mexicali durante el sismo El Mayor-Cucupah del 4 de abril del 2010", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 16, No. 1, pp. 39-67.

24. Rosenblueth, E. y Prince, J. (1965), "El temblor de San Salvador, 3 de mayo de 1965: Ingeniería Sísmica", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol. III, No. 2, pp 33-60, diciembre.
25. Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F. J. y Singh, S. K. (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Design spectra for Mexico´s Federal District", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291, febrero.
26. Tena, A., del Valle, E., Gómez, C., Basurto, M., Casillas, G. y Cheja, C. (1996a), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico para diseño por sismo de estructuras irregulares", *Reporte FJBS/CIS-96/08*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
27. Tena, A., Basurto, M., Casillas, G. y del Valle, E. (1996b), "Respuesta sísmica de edificios irregulares en ele", *Memorias, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán, Vol. I, pp. 444-457, noviembre.
28. Tena, A. (1997), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico para el diseño por sismo de estructuras esbeltas y/o con piso débil", *Reporte FJBS/CIS-97/03*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, AC, octubre.
29. Tena, A. (1998), "Evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 59, pp. 29-62, julio-diciembre.
30. Tena, A. y González, R. (1998), "Centro Corporativo Bosques, edificio Arco I, evaluación sísmica", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México, No. 354, pp 34-47, octubre.
31. Tena, A. (2001), "Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado irregulares en esbeltez y en elevación diseñados para distorsiones de entrepiso altas", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDROM, noviembre.
32. Tena, A., Luna, J. L. y Pérez, L. E. (2001), "Evaluación sísmica del edificio Arco I ante los sismos de Tehuacán y de Oaxaca de 1999", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDROM, noviembre.
33. Tena, A. y Cheja, C. (2005), "Comportamiento sísmico de edificios esbeltos con base en marcos dúctiles de acero estructural diseñados conforme al Reglamento de la ciudad de México", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 10, No. 1, pp 1-20.
34. Tena, A. (2007), *Análisis de estructuras con métodos matriciales*, primera edición, Limusa, septiembre, ISBN-13: 978-968-18-6980-9.
35. Tena, A. (2010), "Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios", *Memorias V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil en honor del Dr. José Grases*, Mérida, Venezuela, CD-ROM, pp 1-57, noviembre.
36. Tena, A., Chinchilla, K. L. y Juárez, G. (2013), "Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 89, pp. 135-166.
37. Tena, A., Urbina, L. A., Archundia, H. I. y López, E. (2014), "Comportamiento cíclico a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado continuas",

Memorias, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, CDROM, Artículo 10-13, pp. 1-28, noviembre.

38. Tena-Colunga, A. (1996), “Dynamic evaluation of Oakland's Tourraine Hotel subjected to Loma Prieta Earthquake ground motions”, *Memorias, 7th North American Masonry Conference*, Notre Dame, Indiana, Estados Unidos, Vol. 2, pp. 918-929, junio.
39. Tena-Colunga, A. y Del Valle-Calderón, E. (1998) “Evaluation of seismic response modification factors of Mexico’s Federal District Code for irregular RC buildings”, *Memorias, 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, Artículo 252, junio.
40. Tena-Colunga, A. (2004), “Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code”, *Memorias, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canadá, Artículo No. 2027, CD-ROM, agosto.
41. Tena-Colunga, A. (2010), “Seismic response of code-designed medium-rise slender, moment-resisting frame steel buildings in soft soils”, *Memorias, 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Reaching Beyond Borders*, Toronto, Canadá, Artículo No. 309, CD-ROM, julio.
42. Tena-Colunga, A. y Villegas-Jiménez, O. (2010), “The role of modern technologies to safeguard hospitals during earthquakes”, *Memorias, 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Reaching Beyond Borders*, Toronto, Canadá, Artículo No. 1705, CD-ROM, julio.
43. Tena-Colunga, A. y Martínez-Becerril, L. A. (2013), “Approximations of lateral displacements of RC frames with symmetric haunched beams using commercial software in the elastic range of response”, *ASCE Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Vol. 18, No. 2, pp. 92-100, doi:10.1016/j.engstruct.2005.07.003.
44. Tena-Colunga, A., Chinchilla-Portillo, K. L. y Juárez-Luna, G. (2015), “Assessment of the diaphragm condition for floor systems used in urban buildings”, *Engineering Structures*, Vol. 93, pp. 70-84, doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.025.
45. Tena-Colunga, A., Urbina-Californias, L. A. y Archundia-Aranda, H. I. (2017), “Shear behavior of continuous reinforced concrete haunched beams subjected to cyclic loading”, *Memorias, 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, Artículo No. 3242, CD-ROM, enero.
46. TGC (2010), “Estudio de la mecánica de suelos para la remodelación del edificio de Ferronales en Mosqueta Aldama, Col. Buenavista, México D.F”, Ten Arquitectos.
47. Valles, R. (2014), “Torre Reforma”, *Memorias, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, CDROM, noviembre.
48. Villegas, O. (1999), “Criterios de diseño dinámico para estructuras aisladas sísmicamente en las zonas costeras del Pacífico mexicano”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, febrero.